



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**DISEÑO DE EDIFICIO DE ACERO DE OCHO NIVELES CON
SISTEMAS DE MARCOS ARRIOSTRADOS
CONCENTRICAMENTE (SCBF)**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por:

Br. Bryan Dalí López Morales.

Br. Milton Aarón Álvarez Meza.

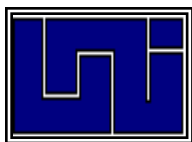
Tutor

Msc. Ing. Carlos Gutiérrez Mendoza.

Asesora

Ing. María Alejandra Rivas.

Managua, Enero 2019



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Managua, 9 de Marzo 2018

Dr. Ing. Oscar Gutiérrez
Decano F.T.C
Su despacho

Estimado Dr. Gutiérrez

Es de mi agrado informarle que he revisado la Tesis titulada **“DISEÑO DE EDIFICIO DE ACERO DE OCHO NIVELES CON SISTEMAS DE MARCOS ARRIOSTRADOS CONCENTRICAMENTE (SCBF)”**, desarrollado bajo mi tutoría. Dicho trabajo fue elaborado con absoluta independencia por los Bachilleres Bryan Dalí López Morales y Milton Aarón Álvarez Meza como parcial para optar al grado de Ingeniero civil.

Considero que el estudio tiene un alto contenido investigativo y se realizó conforme a protocolo satisfaciendo plenamente los objetivos del mismo. Le solicito sus buenos oficios para programar fechas y someter al proceso de revisión dicha Tesis en consideración.

Sin otro particular me despido de usted, reiterándole mis más alta estima y consideración.

Atentamente,

Msc. Ing. Carlos Gutiérrez Mendoza
Profesor Titular F.T.C

Cc. Archivo persona

AGRADECIMIENTOS

Primeramente dio gracias a Dios por su amor y su misericordia, por darme la oportunidad de culminar una etapa más de mi vida y a mi familia por su apoyo incondicional.

Agradecimiento a la colaboración de los siguientes tutores y asesores:

Msc. Ing. Carlos Gutiérrez Mendoza

Ingeniero Estructural

Catedrático UNI – FTC

Ing. Guillermo Chávez Toruño

Ingeniero Estructural

Catedrático UNI – FTC

Ing. María Alejandra Rivas

Analista Estructural

Ing. Pablo Antonio Cruz

Ingeniero Estructural

DEDICATORIA

A Dios por darme la fortaleza y sabiduría necesaria para culminar mi carrera.

A Isabel del Socorro Clara, mi abuelita por ser como una madre y apoyarme desde mi infancia con amor, cariño y económicamente para llegar a ser un profesional de mi patria.

A Perla Elizabeth Morales Clara por ser una madre cariñosa que siempre estuvo para animarme y me instruyo con amor.

A toda mi familia, especialmente mis tías que siempre me dieron de sus consejos para ser un hombre de valores.

Dedico esta monografía a todos las personas Nicaragüenses que anhelan de nuestra nación un mejor lugar.

Br. Bryan Dalí López Morales

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico a Dios y mi familia por el deseo de superación y amor que me han brindado en mi vida, para ser un hombre de valores y honrar a mi patria.

A todas aquellas persona que siempre estuvieron ahí para animarme a seguir mejorando y me apoyaron a culminar con este proyecto.

A todos las personas que desean superarse personalmente aun en momentos difíciles.

Br. Milton Aarón Álvarez Meza.

RESUMÉN

El trabajo monográfico presenta el análisis sísmico por el método modal espectral y el diseño de los elementos estructurales que conforman una edificación de acero, tal diseño conlleva a una verificación bajo las normas del instituto americano de construcción de acero (AISC), así como los reglamentos vigentes de construcción en Nicaragua RNC-07.

Considerando que la configuración estructural es uno de los parámetro más importantes en la respuesta sísmica, el sistema de marcos especiales a momentos con arriostres concéntricos ayudan con la disminución de desplazamiento del edificio debido al impacto de la fuerza sísmica, al igual que permite a la estructura no colapsar. Para ello se construye un modelo virtual tridimensional del edificio con el software ETABS 2016 y se ejecuta el análisis modal espectral simulando el terremoto de Managua de 1972.

Los marcos arriostrados son pórticos conformados por vigas, columnas y sistemas de barras diagonales o riostras, donde se tiene una respuesta principalmente a tracción y compresión.

Es importante destacar que por lo general son sistemas con mucha rigidez lo cual facilita en el control de derivas de piso, pero a su vez la disipación de energía y ductilidad es moderada condicionada por el pandeo de las riostras a compresión.

Este tipo de sistemas son ideales para estructuras de muchos niveles y en estructuras a dimensiones considerables en planta ya que aporten estabilidad rotacional.

ÍNDICE

Contenido

AGRADECIMIENTOS	iv
DEDICATORIA	v
RESUMÉN	vii
ÍNDICE	viii
1. GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 ANTECEDENTES	2
1.2 JUSTIFICACIÓN	4
1.4 OBJETIVOS	5
1.4.1 Objetivo general:	5
1.4.2 Objetivos específicos:	5
2. SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE: MARCOS ARRIOSTRADOS CONCENTRICAMENTE, TIPOS, FILOSOFIA, COMPORTAMIENTO.	6
2.1 Generalidades.....	6
2.2 Tipos de pórticos arriostrados concéntricos.	7
2.2.1 Riostras	7
2.3 Clasificación según su nivel de desempeño	9
2.3.1 Marcos Ordinarios (OCBF):.....	9
2.3.2 Marcos Especiales a momentos (SMF):.....	10
2.3.3 Pórticos Intermedios a Momentos (IMF):.....	10
2.3.4 Marcos Especiales a momento de arriostramiento concéntrico (SCBF):.....	10
2.3.5 Pórticos con arriostramiento de pandeo restringido:.....	10
2.4 Filosofía de diseño:.....	11
2.5 Comportamiento del sistema concéntrico:.....	12

2.5.1 Comportamiento de Vigas:	12
2.5.2 Relación Ancho Espesor:	14
2.5.3 Conexiones:	14
2.6 Requerimientos especiales para pórticos con arriostramientos en V y V invertida.	16
3. ANALISIS DE ELEMENTOS Y CRITERIOS DE NORMAS.	18
3.1 Comportamiento histérico de riostra.	18
3.1.1 Riostra en comportamiento físico cíclico para caso inelástico	18
3.2 Sobrecarga de compresión de la riostra en el primer pandeo.	21
3.3 Flexión y fuerza axial.	22
3.3.1 Sitio de sedancia.	22
3.3.2 Método del análisis directo.	23
3.4 Requisitos sismoresistente según norma estructural de acero AE-001.....	23
3.5 Efectos de carga sísmica y combinaciones según ASCE-10.	26
3.5.1 Aplicabilidad.	26
3.5.2 Efectos de carga sísmica.	26
3.5.3 Efectos de carga sísmica Horizontal.	27
3.5.4 Efectos de carga sísmica Vertical.....	27
3.5.5 Combinaciones sísmicas.....	28
3.5.5.2 Combinaciones Básicas para el diseño de esfuerzos permisible.....	28
3.5.5.3 Efecto de carga sísmica que incluye el factor de sobrerresistencia. ...	28
4. PROCESO DE DISEÑO EN ETABS 2016.	32
4.1 Idealización de características preliminares del modelo a desarrollar.	32
4.2 Interfaz del programa ETABS 2016.	32
4.3. Definición de Geometría.	33
4.4. Definición de Materiales.	34

4.4.1 Definición de losa tipo deck.....	34
4.4.2 Definición de diafragma rígido.	35
4.5 Digitación del Espectro de Diseño.	36
4.6 Definición de cargas.	37
4.6.1 Modificación de cargas.....	38
4.7. Combinaciones de cargas.	38
4.8. Cargas Puntuales y Distribuidas en los elementos.	39
4.9. Análisis chequeo de digitación.....	39
4.9.1. Ajuste de Chequeo.....	40
4.10. Verificación de errores.	41
4.11. Parámetros de preferencia para el diseño de acero.....	41
4.12. Verificación de falla de los elementos por demanda capacidad.	42
4.13. Verificación de las derivas de la estructura.	42
4.13.1 Verificación de las derivas de la estructura.	43
5. ANALISIS DE LA ESTRUCTURA.	47
5.1 Descripción del sistema estructural del edificio.....	47
5.2 Elaboración del modelo.	49
5.2.1 Elementos metálicos principales.	49
5.2.2 Diafragma.	50
5.2.3 Transferencia de cargas gravitacionales	51
5.3 Cargas gravitacionales	51
5.3.1 Peso propio	51
5.3.2 Sobrecarga	51
5.3.3 Carga viva.....	52
5.4 Condiciones de regularidad.	52
5.5 Análisis dinámico modal espectral.	59

5.5.1 Caracterización sísmica según el RNC-07	59
5.5.2 Comprobación de la inclusión de los modos naturales	60
5.5.3 Periodo estructural.	60
5.5.3 Parámetros de Análisis sísmico según ASCE 7-10.	62
5.5.4 Revisión del cortante basal.	65
5.5.5 Revisión de los desplazamientos	65
1. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	68
6.1 Aplicación del método de la longitud efectiva Normas ANSI/AISC 360 & 341 Pórtico especial con arriostramientos concéntricos (SCBF).	69
6.1.1 Características generales de los elementos.	69
6.1.2 Diseño sismoresistente del arriostramiento W10x68:	74
6.1.3 Diseño sismoresistente de columna W14x426.	81
6.1.4 Diseño sismo resistente de columna W14x283.	90
6.1.5 Diseño sismo resistente de columna W14x176.	98
6.1.6 Revisión especial de la columna W14x426:	106
6.1.7 Revisión de la viga de 24x55 ubicada en el borde:.....	113
6.1.8 Revisión de la viga de 24x55 ubicada en el centro:	122
6.2 Diseño de placa base	126
6.2.1 Definición de perfil a utilizar en la plancha base:	126
6.2.2 Excentricidad en la plancha base y excentricidad crítica:	128
6.2.3 Junta de Concreto.	128
6.2.4 Ancho de barra de corte y estado límite de Tensión.....	128
6.2.5 Resistencia a Corte de un perno.	128
6.3 Conexión de arriostramiento a la junta viga-columna a través de angulares en alas y plancha en el alma.	130

6.3.1 Datos generales del pórtico SCBF.	130
6.3.2 Definición de perfiles a utilizar.	131
6.3.3 Propiedades de los materiales.	133
6.3.4 Diseño de conexión en las alas de arriostramiento.	135
6.3.5 Diseño de conexión en el alma del arriostramiento.	141
6.3.6 Diseño de plancha nodo.	150
6.3.7 Distribución de fuerzas a viga y columna.	153
6.3.8 Diseño de conexión de los arriostramientos en el centro de la viga..	158
6.4 Conexión precalificada a momento END-PLATE tipo 8ES.	164
6.4.1 Definición de perfiles a utilizar en la conexión.	165
6.4.2 Diseño de la conexión.	167
6.4.3 Verificación de relación viga-columna.	176
6.4.4 Chequeo de la zona de panel.	179
6.5 Diseño de empalme de columnas para cargas gravitacionales en edificios arriostrados.	183
6.5.1 Propiedades Geométricas de las columnas	183
6.5.2 Revisión de la cedencia por corte de las placas de empalme.	186
6.5.3 Revisión de la cedencia por corte de las alas de las columnas.	186
6.5.4 Tamaños de los pernos de empalme.	186
6.5.5 Las fuerzas de cada perno debido al momento.	187
6.5.6 Revisión de la resistencia de aplastamiento en planchas.	187
6.5.7 Revisión de la resistencia de la columna.	188
6.5.8 Revisión de la rotula por corte en plancha de empalme.	188
6.5.9 Revisión de la rotula por corte.	189
6.6 Conexión de placa única extendida (viga - alma de columna).	189

6.6.1 Propiedades Geométricas de las vigas.	189
6.6.2 Determinando la distancia del soporte a la primera línea de pernos y la distancia del centro de gravedad al grupo de pernos.	190
6.6.3 Propiedades de pernos.	190
6.6.4 Propiedades de la placa.	191
6.7 Conexión a corte de viga secundaria a viga maestra.	194
6.7.1 Datos preliminares.	195
6.7.2 Planchas y pernos de conexión.	195
6.7.3 Soldadura de la conexión:	196
6.7.4 Diseño de los pernos.	198
6.7.5 Espesor límite de la plancha:	199
6.7.6 Resistencia a la flexión de la porción extendida de la plancha de conexión:	200
6.7.7 Diseño de la soldadura.	201
CONCLUSIONES	203
RECOMENDACIONES	205
BIBLIOGRAFÍA	206
ANEXOS	I

CAPITULO I

1. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

Las pérdidas económicas y de vidas humanas que se producen como consecuencia de los eventos sísmicos están relacionadas, en la mayoría de los casos, con un comportamiento deficiente de las estructuras. El diseño sismo-resistente regulado por normativas y códigos tienen como objetivo que las estructuras sean capaces de resistir terremotos de baja intensidad sin sufrir daños considerables, sismos moderados con daños factibles de reparar y sismos de gran intensidad que no provoquen el colapso. Sin embargo, el solo considerar la prevención de colapso ante grandes eventos sísmicos no se traduce siempre como un comportamiento adecuado para las edificaciones. En la historia se han registrado sismos de gran intensidad en la zona del pacifico especialmente en la ciudad de Managua (1931-1972) capital de Nicaragua, donde a pesar de que algunas estructuras diseñadas sísmicamente no colapsaron, las pérdidas económicas fueron de gran nivel producto a que no se estableció una definición clara de los objetivos de comportamiento de las edificaciones frente a sismos de intensidad alta.

El criterio sismo-resistente en estructura también ha evolucionado con el paso del tiempo en todos los aspectos, tanto en las normas de diseño, como en los distintos tipos de sistemas constructivos para garantizar una mayor seguridad a los ocupantes de la edificación. Tomando en cuenta estas consideraciones, se planteara el análisis y diseño sismoresistente de una edificación de ocho pisos con un sistema estructural de acero especiales a momentos, dicho sistema estará controlado bajo las normas mínimas de acero estructural AE-001, american institute of steel construction AISC (360-341), entre otros, este proyecto estará ubicado en el departamento de Managua, en la zona sísmica C según reglamento nacional de la construcción RNC - 07. En el proyecto se diseñarán elementos estructurales tales como: vigas, columnas, sistema de arrostramiento, además de elementos secundarios (largueros, viguetas, losa de entrepiso).

1.2 ANTECEDENTES

Nicaragua es país vulnerable a fenómenos naturales particularmente los terremotos, en estas nueve décadas la zona del pacifico donde se encuentra Managua la capital ha cambiado notoriamente en su configuración urbana debido a estos fenómenos, como lo ocurrido en el año de 1931 la mayor parte de las edificaciones colapsaron debido a un sistema constructivo de adobe.

Luego en Diciembre de 1972 sucede un terremoto de 6.2 escala Richter el cual marco grandes pérdidas económicas y humanas para la ciudad en la que varias estructuras fallaron y otras tuvieron la capacidad de resistir ante el fenómeno como ejemplo de algunas edificaciones podemos mencionar: El hotel crowne plaza Managua (antiguo intercontinental), la asamblea nacional de Nicaragua (antes banco nacional de Nicaragua BNN), el teatro nacional Rubén Darío, entre otros.

Debido a este problema de seguridad en las edificaciones el ministerio de vivienda y asentamientos humanos del gobierno de reconstrucción nacional de la republica de Nicaragua publica el reglamento nacional de la construcción RNC -83 el cual utiliza el primer mapa de zonificación sísmica, su principal enfoque se basa en la seguridad de los ocupantes de la edificación sin tomar en consideración la rehabilitación del edificio debido al fenómeno incidente.

En el año 2007 se publica el actual reglamento nacional de la construcción (RNC-07) sus cambios más notorios en contraste al RNC-83 se presentan en la clasificación de la zonas sísmicas (A, B, C). Además de añadir algunos materiales y consideraciones sísmicas, tomando en cuenta que el reglamento no contempla criterios de diseño sísmico, pero si examina métodos de análisis que nos permiten el cálculo de las fuerzas sísmicas actuante en la estructura.

Los métodos de análisis para el diseño de una estructura del reglamento nacional (RNC-07) consideran tres tipos que se encuentran dentro del rango lineal: método simplificado, método estático equivalente, análisis modal espectral.

El análisis modal espectral que determina todas las posibles respuestas que pueda tener una estructura a partir de sus deformadas (modos) y sus respectivas frecuencias. La respuesta final es la combinación de todas las respuestas (combinación modal) a través de una especie de promedio ponderado (cada modo posee un factor de participación que depende de la masa y dirección del sismo).

Cuando la estructura es regular es aceptable el uso del análisis por el método estático equivalente, pero cuando la estructura es irregular es necesario realizar un análisis modal espectral ya que la deformada no es tan predecible.

En el año 2017 se actualiza el reglamento nacional de la construcción RNC -07 añadiendo las nuevas normas de diseño mínima que considera nuevos criterios de la ingeniería sismoresistente, así como diferentes métodos de diseño estructural, nueva información geofísica, geotécnica y de vientos.

1.3 JUSTIFICACIÓN

El presente trabajo de pregrado muestra el diseño de un edificio de ocho niveles ubicado en la ciudad de Managua, la base principal por la cual se ha tomado en consideración el planteamiento de este diseño es debido al análisis y comprensión del comportamiento de una estructura de gran tamaño ante eventos sísmicos.

Sabiendo que la zona del pacifico es propensa a eventos sísmicos y la función de la edificación está destinada a salas de oficinas, se pretende cumplir con las normas nacionales e internacionales de diseño sísmico para garantizar la seguridad de los ocupantes, es por eso que en esta etapa de su análisis es importante la consideración de la geometría y el sistema constructivo empleado, ya que brinda un gran aporte al diseño sismoresistente, particularmente por su sistema compuesto de marcos especiales resistente a momentos.

Las normas a usar son las nacionales: el reglamento nacional de la construcción RNC – 07 y la actualización del RNC 2017 que tienen como título general normas mínimas de diseño AE-001(acero estructural); sin embargo es importante mencionar que utilizaremos como respaldo las normas del american institute of steel construction ANSI/AISC - 2012.

Estas normas son más que aceptables para garantizar la seguridad de los ocupantes de una edificación, se debe llevar un delicado proceso de comprobación en los resultados de los cálculos con referencia a estas normas.

Debido a que la estructura es de gran tamaño para comprobar los resultados tengan una mayor precisión se usaran herramientas de software como respaldo, entre ellos: AUTOCAD 2016, ETABS 2016, EXCEL Y MATHCAD PRIME 4.0.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general:

- Diseñar sísmicamente una edificación de acero de ocho niveles a base de marcos especiales arriostrados concéntricamente.

1.4.2 Objetivos específicos:

- Utilizar las normas nacionales de construcción RNC-07 y su actualización Normas Mínimas de Diseño de Acero Estructural AE-001 2017 (Acero Estructural), para el diseño del edificio.
- Diseñar los elementos estructurales que componen la edificación utilizando las herramientas de software.
- Diseñar las uniones estructurales que componen la edificación utilizando las herramientas de software.
- Comprobar utilizando las herramientas de software el diseño establecido manualmente.

CAPÍTULO II

2 SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE: MARCOS ARRIOSTRADOS CONCENTRICAMENTE, TIPOS, FILOSOFIA, COMPORTAMIENTO.

2.1 Generalidades.

Los sistemas SCBF son pórticos conformados por vigas, columnas y sistemas de barras diagonales o riostras, donde se tiene una respuesta principalmente a tracción y compresión. Esto por lo general son sistemas con mucha rigidez lo cual facilita el control de derivas de piso, pero también la disipación de energía y ductilidad es moderada condicionada por el pandeo de las riostras a compresión. Este tipo de sistemas son ideales para estructuras de muchos niveles y en estructuras dimensionadas considerables en planta ya que aportan estabilidad rotacional.

Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente (*SCBF*) se diseñan para desarrollar deformaciones inelásticas significativas, mediante la fluencia y pandeo de las riostras. En estructuras típicas, el comportamiento inelástico de las riostras puede iniciarse para valores moderados de la distorsión lateral de piso (del orden de 0.3 a 0.5%) y, ante la ocurrencia de sismos severos, las riostras pueden desarrollar deformaciones axiales muy elevadas, por lo que se requiere un diseño adecuado de todos los componentes estructurales para evitar fallas prematuras. El factor de modificación de respuesta R para este tipo estructural es de 6, de acuerdo al código ASCE 7-10. La parte central de las riostras, donde se puede producir una rótula plástica como consecuencia del pandeo flexional y los extremos de la riostras (incluyendo las conexiones y una longitud igual al ancho de la riostra, se consideran zonas protegidas, como se muestra en figura 2-2. Es importante notar que en el caso de riostras en X la conexión central es también una zona protegida. En ese caso, la longitud L se mide desde el extremo de la riostra hasta la conexión central y, a los efectos de definir las zonas protegidas, se deben considerar como si fueran cuatro riostras (ver Figura 2-3).

2.2 Tipos de pórticos arriostrados concéntricos.

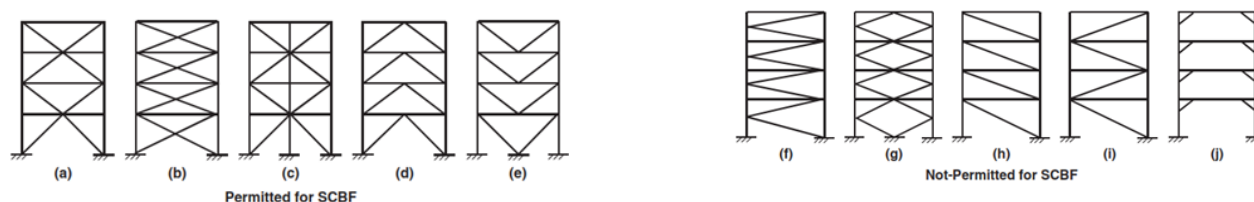


Fig 2-1. Tipos de configuraciones para riostras, fuente web: www.engineere.com arriostramiento laterales en estructuras.

Uno de los parámetros principales para elegir la configuración adecuada de en una determinada estructura, es el ángulo que se forma respecto a la horizontal. La eficiencia de las riostras, en términos del aporte de rigidez, se produce cuando el ángulo se encuentra entre 40° y 50° siendo el valor ideal 45°. Por ejemplo, para los casos donde la altura de piso es aproximadamente la mitad de la luz libre de la viga, se recomienda la configuración de X de dos pisos, existen diferentes configuraciones de arriostres tales como: Simples, forma de V Invertidas, forma de V, forma de X y K en un piso, forma de X en dos pisos.

2.2.1 Riostras

Las especificaciones definen dos condiciones principales para las riostras: (i) esbeltez máxima y (ii) resistencia requerida $\frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, se permite con carácter de excepción, riostras con $\frac{KL}{r} \leq 200$ en pórticos donde la resistencia disponible de las columnas es mayor o igual a la resistencia disponible transferida (para lo cual es necesario considerar el factor R y la resistencia nominal de las riostras). Las fuerzas consideradas en las columnas no tienen que exceder aquellas que se obtienen mediante análisis no lineal. Este requerimiento surge de resultados experimentales donde se observó que es necesario considerar la sobrerresistencia de las riostras, en lugar del factor de sobrerresistencia Ω_0 en las cargas sísmicas amplificada.

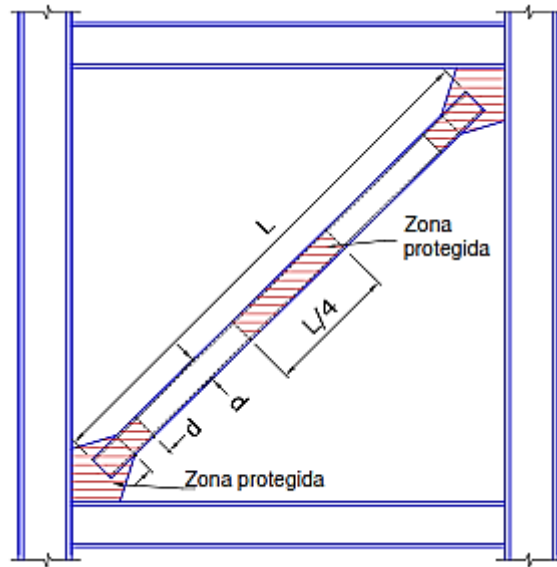


Fig 2-2. Definición de zona protegida. **Fuente:** Diseño sismorresistente de construcciones de acero, alacero 4ta edición 2014

Cuando la sección neta efectiva de la riostra es menor que la sección bruta, la resistencia requerida a tracción para el estado límite de fractura de la sección neta debe ser menor o igual que los siguientes dos valores:

- La resistencia a fluencia esperada de la riostra, la cual se determina como $R_y F_y A_g$ (donde A_g es el área bruta de la riostra).
- La máxima carga axial que puede ser transferida a la riostra, determinada mediante análisis estructural.

Es importante aclarar que la máxima carga axial en la riostra puede determinarse mediante distintos procedimientos.

Una primera opción es realizar un análisis estático no lineal (pushover) y determinar las solicitaciones cuando la estructura desarrolla su capacidad resistente. También, puede realizarse una serie de análisis dinámicos no lineales (con registros de terremotos) y luego obtener las solicitaciones envolventes de la respuesta temporal. Finalmente, se pueden determinar las solicitaciones máximas que se desarrollan en la estructura cuando se alcanza la condición de levantamiento de las bases (este procedimiento, en general, no es aplicable a fundaciones profundas, donde las cargas de levantamiento no pueden definirse con precisión).

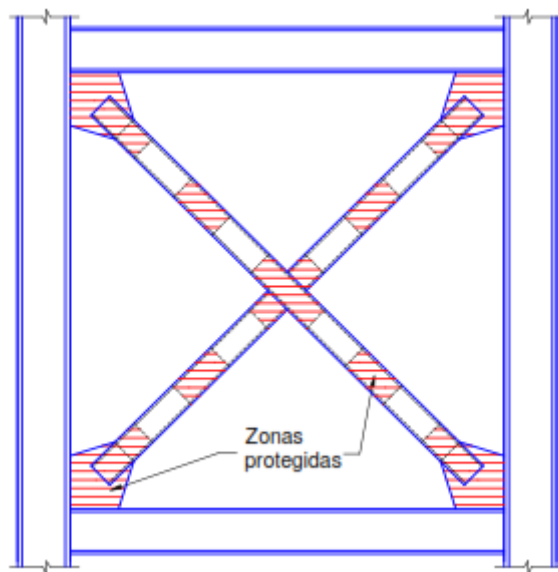


Fig 2-3. Definición de zona protegida en riostras en forma de X. **Fuente:** Diseño sismorresistente de construcciones de acero, alacero 4ta edición 2014

La condición de resistencia descrita previamente se aplica, por ejemplo, en riostras con conexiones empernadas y también en riostras tubulares soldadas, que se insertan a las placas mediante ranuras realizadas en los extremos.

El cumplimiento de esta condición de resistencia puede conducir a la colocación de refuerzos especiales en las zonas donde se reduce la sección.

Para el caso de secciones armadas, se requiere controlar el espaciamiento de las placas u otros medios de unión, de modo que la esbeltez de los componentes individuales sea menor que el 40% de la esbeltez global de la sección armada. No se permite el uso de pernos para unir las placas de empalme en el cuarto central de las riostras, donde puede formarse una rótula plástica.

2.3 Clasificación según su nivel de desempeño

2.3.1 Marcos Ordinarios (OCBF): Se diseñan para que tengan principalmente un comportamiento elástico, con una capacidad limitada de incursionar en el rango inelástico y disipar energía. El detallado se presenta de forma convencional sin mayores exigencias sísmicas. Se utilizan en zonas de baja sismicidad.

2.3.2 Marcos Especiales a momentos (SMF): Se diseñan para que puedan incursionar en el rango inelástico con una ductilidad y disipación de energía elevada, para la cual se requiere un estricto control de fallas frágiles presentando el detallado sismorresistente más exigente conforme a la norma se utiliza en zonas de alta ductilidad.

2.3.3 Pórticos Intermedios a Momentos (IMF): Se diseñan para que sean capaces de incursionar al rango inelástico con una ductilidad y disipación de energía moderada, para lo cual se requiere limitar la generación de fallas frágiles. Se utiliza en zonas de moderada sismicidad.

2.3.4 Marcos Especiales a momento de arriostramiento concéntrico (SCBF): Se diseñan para que sean capaces de incursionar de forma estable en el rango inelástico con una ductilidad y disipación de energía moderada, para lo cual se requiere limitar la generación de fallas frágiles, presentando un detallado sismoresistente considerable conforme a la norma.

Un aspecto fundamental en este tipo de pórticos es que se obtiene deformada controlada fundamentalmente por corte del marco, presentándose el pandeo en la riostra comprimida que debe poder recuperarse para alcanzar la tracción adecuada ante cargas alternantes.

2.3.5 Pórticos con arriostramiento de pandeo restringido: Las riostras de pandeo restringido están formadas por una barra o núcleo central recubierto por una capa deslizante o antiadherente; esta barra se inserta en un tubo exterior sirviendo de camisa metálica relleno de un mortero de cemento (grout). De esta forma se logra limitar el pandeo local y global del núcleo central logrando que el mismo fluya tanto en tracción como en compresión.

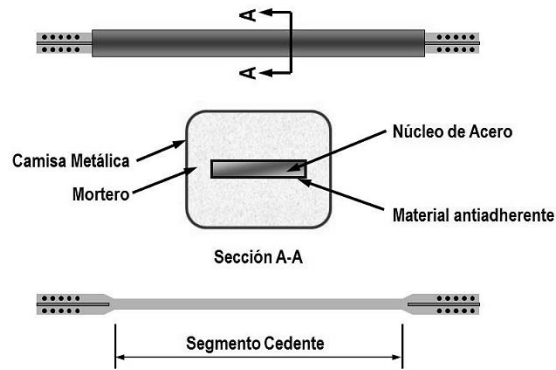


FIGURA 2-4 Riostra de pandeo restringido.

FUENTE: INESA ADIESTRAMIENTO, Ing. Eliud Hernandez

El objetivo del sistema es que se genere una resistencia a la tracción similar a la compresión, al controlar el pandeo global del arriostramiento, conforme a la demanda sísmica. Se logra además simplificar las conexiones al disminuir la exigencia en las mismas en comparación a los arriostramientos convencionales.

2.4 Filosofía de diseño:

- Establecer un diseño por capacidad: limitar mecanismos frágiles y propiciar mecanismos dúctiles.
- Elegir y establecer el patrón de falla adecuado de los elementos “fusibles” que entrarán en cedencia durante un evento sísmico.
- Los elementos “fusibles” deben ser capaces de desarrollar incursiones inelásticas significativas y de disipar energía durante un evento sísmico.
- Diseñar el resto de los elementos del sistema resistente a sismo con la condición de que permanezcan en el rango elástico al presentarse las fallas dúctiles (rótulas plásticas) esperadas en los “fusibles”.
- Las Conexiones de los elementos “fusibles” deben ser diseñadas en función a la capacidad inelástica esperada de los mismos.
- Las conexiones del resto de los elementos del sistema resistente a sismo deben ser diseñadas para las fuerzas que se producen al presentarse las fallas dúctiles (rótulas plásticas) esperadas en los “fusibles”

2.5 Comportamiento del sistema concéntrico:

2.5.1 Comportamiento de Vigas: La norma AISC 341-10 por primera vez ha especificado que todas las partes de un SCBF deberían analizarse considerando:

1er caso: se considera que todos los arriostramientos resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en compresión o tracción.

2do caso: se considera que todos los arriostramientos en tracción resistan fuerzas correspondientes a su resistencia esperada, y que todos los arriostramientos en compresión resistan en su capacidad al post-pandeo esperado.

Para las riostras en forma de X que se presenta en la figura siguiente donde se muestran las fuerzas en un diagrama de cuerpo libre, las fuerzas axiales de las vigas cargadas simétricamente pueden ser determinadas de la siguiente manera, donde ($P_1 = P_2 = P$) las cargas axiales pueden ser calculadas como:

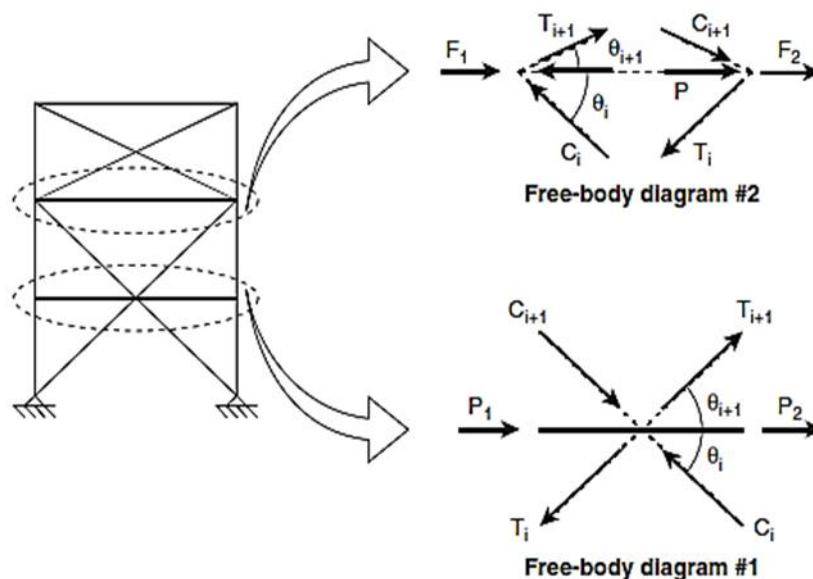


FIGURA 2- 4 Diagrama de cuerpo libre calculando las reacciones de la viga.

FUENTE: Ductile design of steel structures. Michael Bruneau (2011).

$$\sum F_x = 0 = 2P + (T_{i+1} + C_{i+1}) \cos \theta_{i+1} - (T_i + C_i) \cos \theta_i \quad 2-1$$

Donde se consideran las fuerzas miembros nominales en el piso i e $i + 1$, ecuaciones de equilibrio similares podrían escribirse de forma no simétrica en marcos cargados (es decir, $P_1 \neq P_2$). En este caso, la mitad de la viga está en compresión (P_1) y la mitad en tensión (P_2). Reconociendo que los arriostres en los pisos adyacentes pueden no alcanzar sus resistencias máximas simultáneamente. Redwood y Chinnagiri (1991) sugirió que solo se considere el 75% de las fuerzas de la armadura en el piso $i + 1$ para el diseño de la viga:

$$P = 0.5(T_i + C_i) \cos \theta_i - 0.5 * 0.75(T_{i+1} + C_{i+1}) \cos \theta_{i+1} \quad 2-2$$

Lacerte y Tremblay (2006) sugiere que el 50% de los esfuerzos en el piso $i+1$ podrían ser usados en lugar del 75% para obtener adecuadamente las varias observaciones en caso del análisis no lineal.

En el segundo diagrama de cuerpo libre mostrado en la figura 2-4, el claro de la viga abarca todo el ancho de la bahía arriostrada, y el pandeo de la riostra y la deflexión pueden producir una redistribución de fuerzas internas. Incluso para cargas sísmicas aplicadas simétricamente a los marcos, esta viga actúa como un miembro de transferencia de carga para una relación dada de F_1/F_2 establecidas por las características de la trayectoria de carga horizontal, la fuerza axial en la viga, P , se obtiene al resolver los siguientes dos sistemas de equilibrio:

$$P = (T_{i+1}) \cos \theta_{i+1} - (C_i) \cos \theta_i + F_1 \quad 2-3$$

$$P = (T_{i+1}) \cos \theta_{i+1} - (C_i) - F_2 \quad 2-4$$

Y consecuentemente:

$$F_1 + F_2 = (T_i + C_i) \cos \theta_i - (T_{i+1} + C_{i+1}) \cos \theta_{i+1} \quad 2-5$$

Donde el valor de P debe tomarse como el valor máximo calculado utilizando ya sea el esfuerzo de pandeo esperado o el post-pandeo esperado para las riostras a compresión por encima y por debajo de la viga.

2.5.2 Relación Ancho Espesor: Las secciones de riostras y columnas en pórticos especiales arriostrados concéntricamente deben ser sísmicamente compactas, es decir que la relación de ancho espesor deben ser menor que los valores límites λ_{ps} . La exigencia de esta condición es acorde con el criterio moderno de diseño sismorresistente, mediante el cual permite el pandeo global de la barra y se limita la ocurrencia del pandeo local, que puede originar fallas frágiles por fractura del acero. La tabla 2-1 presenta a modo de resumen los valores límites para los casos usuales.

Tipo de elemento	Relación ancho-espesor límite, λ_{ps}
Ángulos simples, ángulos dobles con separadores, perfiles T, b/t.	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Tubos de sección cuadrada o rectangular, b/t.	$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Tubos de sección circular, D/t.	$0.044 \frac{E}{F_y}$
Ala de secciones I, b/t.	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alma de secciones I, h/t_w (*)	$1.22 (2.33 - C_a) \sqrt{\frac{E}{F_y}} \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Tabla 2-1. Relación ancho- espesor límites para secciones sísmicamente compactas.
Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero, lacero 4ta edición 2014

2.5.3 Conexiones: Las conexiones deben cumplir los siguientes requerimientos de resistencia.

2.5.3.1 Resistencia requerida a tracción

La resistencia requerida a tracción de las conexiones debe ser menor que:

- La resistencia a fluencia esperada de la riostra, la cual se determina como $R_y F_y A_g$ (donde A_g es el área bruta de la riostra).

- La máxima carga axial que puede ser transferida a la riostra, determinada mediante análisis estructural (cuya determinación se explicita en la sección 4.4.2).

2.5.3.2 Resistencia requerida a flexión

La resistencia requerida a flexión de la conexión debe ser igual al momento plástico esperado de la riostra, respecto del eje crítico de pandeo. Dicho momento se determina como $1.15R_yM_p$.

. Las conexiones que cumplen con el requisito de resistencia a tracción (indicado previamente) y que además pueden acomodarlas rotaciones inelásticas que se originan en la condición de pandeo pos crítico no necesitan cumplir con la presente condición de resistencia flexional. En otras palabras, esta condición requiere que la conexión tenga suficiente capacidad como para resistir el momento que puede generarse en el extremo de las riostras o que pueda acomodar las rotaciones inducidas por dichos extremos.

Es importante aclarar que esta condición de resistencia debe verificarse considerando la posibilidad de pandeo en el plano de la placa de nudo y también el pandeo fuera de dicho plano. En el primer caso, la placa y los elementos de conexión deben tener una resistencia mayor que el momento plástico esperado de la riostra, para evitar la formación de rótulas plásticas o daño fuera de ellas. En el caso del pandeo fuera del plano de la riostra, es muy difícil, en general, cumplir con la condición de que la placa sea más resistente que la riostra. En este caso resulta conveniente detallar la conexión de modo que se acomode las rotaciones inelásticas de la riostra.

En la Figura 4-21 se presenta, a modo de ejemplo, un detalle de conexión recomendado en las especificaciones AISC 341-10, mediante el cual se induce la formación de una franja de fluencia en la placa de nudo para acomodar las rotaciones de la riostra y, adicionalmente, para disipar energía.

Este detalle ha sido verificado experimentalmente y se demostró que el ancho de la franja de fluencia (igual a 2 veces el espesor de la placa nudo, t) es suficientemente pequeño como para evitar el pandeo de la placa.

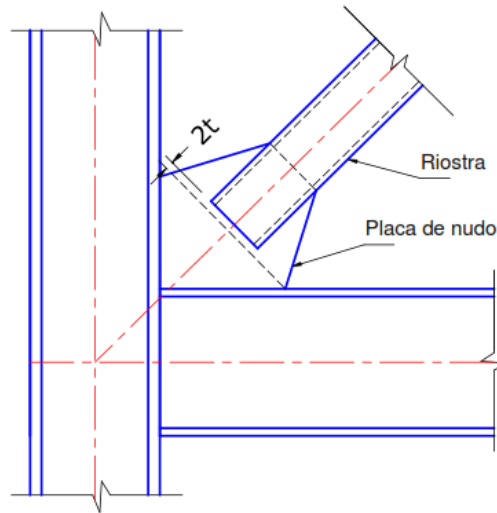


Fig 2-5. Relación carga axial-desplazamiento transversal medida experimentalmente (t es el espesor de la placa de nudo).

Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero, lacero 4ta edición 2014

2.6 Requerimientos especiales para pórticos con arriostramientos en V y V invertida.

Los pórticos con arriostramientos en V y V invertida deben cumplir con condiciones especiales, cuyo objetivo es evitar daños en la zona central de la viga donde se conectan las riostras (ver Sección 4.3.2). Las especificaciones indican que las vigas conectadas a riostras deben verificarse para los estados de carga muerta (D) y cargas de servicio (L) asumiendo que las riostras no proveen ningún soporte. Para las combinaciones de carga que incluyen estados de sismo, el efecto sobre las vigas debe calcularse considerando que:

- La fuerza axial en las riostras traccionadas es igual a $R_y F_y A_g$
- La fuerza en las riostras comprimidas es igual a $0.3P$ (donde P es la resistencia nominal a compresión).

Mediante este criterio se puede determinar la carga vertical P (ver Ecuación 4.3) que resulta del desbalance de fuerzas en las riostras y verificar la viga para resistir dicho efecto.

Adicionalmente, se requiere que las vigas sean continuas entre las columnas y que ambas alas se arriostren lateralmente para evitar los efectos adversos que podría originar el pandeo lateral-torsional de la viga u otros efectos torsionales inducidos por el pandeo de las riostras.

CAPITULO III

3 ANALISIS DE ELEMENTOS Y CRITERIOS DE NORMAS.

3.3 Comportamiento histérico de riostra.

3.1.1 Riostra en comportamiento físico cíclico para caso inelástico

Un análisis de como este sistema funciona con un comportamiento inelástico de una riostra individual sujetado a ciclos de cargas axiales es necesario el diseño dúctil de marcos arriostrados utilizado en este capítulo.

El comportamiento de las cargas axiales es expresado comúnmente en términos de carga axial, P , deformación axial, δ y un desplazamiento transversal en la longitud media, Δ de acuerdo a la convención, las fuerzas de tensión y deformación son tomadas positivas, y las fuerzas y deformaciones de compresión negativa.

En la siguiente figura 3.1 se presenta una curva de histéresis para una riostra.

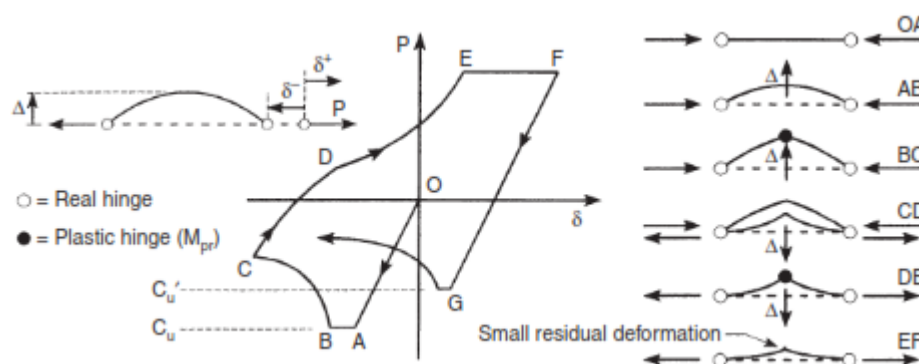


FIGURA 3-1. Simple curva de Histéresis de una riostra bajo una carga cíclica axial.

FUENTE: Ductile Design of Steel Structures. Michael Bruneau (2011).

Iniciando por la condición de descarga en el punto O, la riostra esta comprimida en el rango elástico linealmente. El pandeo ocurre en el punto A, cuando $P = C_u$, Los brazos esbeltos en el cual ocurre el pandeo en el punto A pueden sostener su carga axial aplicada produciendo una deflexión debido al cortante como se muestra en la sección AB de la figura 3-1. En ese momento, si el comportamiento de las riostras se mantuvo elástico, la descarga ocurriría a lo largo de la línea BAO si la carga de compresión axial fuera remoto.

Durante el pandeo, debido a sus desviaciones transversales, la riostra es sometida a momentos de flexión. Considerando el equilibrio en la configuración deformada, usando un diagrama de cuerpo libre de un segmento de la riostra de su extremo a una distancia x de ella, el momento de flexión en cualquier punto x se calcula como el producto de la fuerza axial y el desplazamiento lateral en ese punto. Como tal, la forma del momento diagrama es proporcional a la forma desviada, con el máximo momento que ocurre en el punto de desplazamiento transversal máximo. Asumiendo un comportamiento a flexión elastoplástico bilineal, como desplazamiento transversal de la riostra aumenta bajo la fuerza axial constante, el momento plástico en que se llega al refuerzo forma una rotula plástica (punto B en la figura 3-1). El valor del desplazamiento transversal, Δ , cuando esto sucede se puede obtener mediante la carga axial de flexión a interacción en el arriostre, sin embargo, para el comportamiento real del material y las tensiones residuales, el desarrollo de la articulación plástica sería gradual.

Aumentos adicionales en los desplazamientos axiales producen el correspondiente aumento o en Δ y en las rotaciones de rotulas plásticas (segmento BC), lo que resulta en una forma desviada que tiene un pliegue plástico, como se muestra esquemáticamente en Figura 3-1. La resistencia axial de la riostra cae a lo largo del segmento BC: porque el momento en la mitad de la longitud ($M = P\Delta$) no puede aumentar más allá del momento plástico, un aumento en Δ debe ir acompañado de una disminución en P . Sin embargo, el camino del punto B al punto C es no lineal debido a interacción flexo-axial de carga en la rótula plástica, reconociendo que la disminución en la carga axial produce un aumento en la capacidad de momento.

Al descargar (desde el punto C en la Figura 3-1) a $P = 0$, la riostra retiene una deflexión axial residual, δ , y una deflexión transversal residual, Δ , incluyendo un pliegue en la riostra debido a residuos rotaciones plástica.

Cuando la riostra se carga en tensión desde $P = 0$ hasta el punto D, el comportamiento es elástico en el punto D, el producto de la carga axial y el desplazamiento transversal es igual al momento plástico de la abrazadera (similar al equilibrio descrito en el punto B anterior), y una rotula plástica se forma a la mitad

de la longitud del arriostre. Sin embargo, a lo largo del segmento DE, las rotaciones de la rótula plástica actúan en la dirección inversa de ese segmento a lo largo BC y efectivamente reducen la magnitud de la deflexión transversal, Δ . Como resultado, se pueden aplicar fuerzas axiales mayores que las del punto D.

No es posible eliminar por completo el desplazamiento transversal y devolver el arriostre a una condición perfectamente recta. La fuerza axial teórica requerida para producir rotula plástica adicional, las rotaciones tienden a infinito a medida que se acerca el desplazamiento transversal cero, pero la fuerza axial en el arriostre no puede exceder su rendimiento de tracción resistencia (AF_y), y las deflexiones transversales residuales no pueden ser evitados. El rendimiento de la tensión se muestra como el segmento EF en la figura 3-1. Al volver a cargar en compresión, El arriostre se comporta como un miembro que tiene una deformación inicial y su capacidad de pandeo al volver a cargar (C'_u en el punto G) es típicamente más bajo que su pandeo en la capacidad de la primera carga (C_u segmento en el punto A). La relación C'_u / C_u depende principalmente en la relación de esbeltez (KL / r). La longitud de la meseta de pandeo elástico en el (segmento AB) también se reduce cada ciclo inelástico posterior como resultado de la deflexión inicial residual. Más allá estas dos diferencias, el forma de la curvas de histéresis (OABCDEF) en ciclos inelásticos posteriores permanece básicamente sin alterar. Modelos analíticos para capturar todas las fases de esta histéresis. Evaluaciones cuantitativas del comportamiento y la energía de disipación de la histéresis la capacidad de disipación de las riostras se ha obtenido típicamente de las pruebas de miembros sometidos a desplazamientos axiales inelásticos cíclicos repetidos. Los resultados han incluido curvas completas de histéresis para un determinado historial de carga del experimento o simplemente el sobre de toda la histéresis curvas (Black et al., 1980). Ambos enfoques se usan en las siguientes secciones. La relación de esbeltez tiene un impacto dominante en la forma del curvas de histéresis para una riostra delgada (KL / r grande), el segmento OA debe ser bastante pequeño, mientras que el segmento AB de la meseta podría ser más bien de largo, dando como resultado una capacidad de disipación de energía histerética relativamente

pequeña en compresión para riostras gruesas (KL / r pequeño), lo contrario es cierto, y el segmento AB puede no existir.

3.2 Sobrecarga de compresión de la riostra en el primer pandeo.

Tremblay (2002) también cuantificó la fuerza de compresión inicial del arriostre en comparación con las ecuaciones de diseño AISC (Fig 3-2)

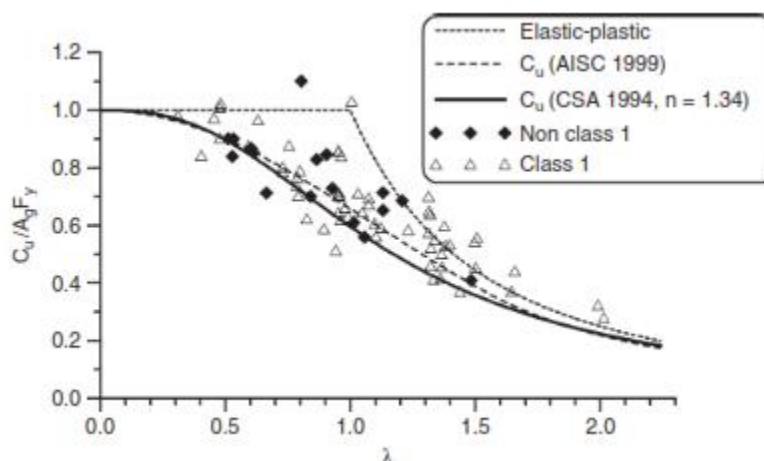


FIG 3-2 Resistencias de compresión obtenidas experimentalmente al principio de pandeo.

(Cortesía de Rober t Tremblay, Département des génies civil, géologique et des mines, EcolePolytechnique, Montreal.)

Este valor es importante para estimar las fuerzas máximas aplicadas por las riostras en compresión a sus conexiones y otros elementos estructurales. Se encontró que la fuerza de compresión esperada es típicamente mayor que la fuerza nominal calculada, particularmente para arriostres más esbeltos, probablemente como consecuencia de suposiciones conservadoras integradas las ecuaciones de diseño con respecto a las imperfecciones iniciales y condiciones residuales de esfuerzo Tremblay encontró la fuerza excesiva promedio sobre todo la delgadez oscila entre 1,09 y 1,16 en comparación con el AISC 341.

En consecuencia, el AISC 341-05 requirió que las conexiones se diseñaran para $1.1R_y P_n$, siendo P_n la resistencia a la compresión nominal por AISC 360, mientras que AISC 341-10 definió además P_n para esta aplicación en particular como 1.1

veces el menor de $R_y F_y A_g$ y $1.14 F_{cr} A_g$, donde F_{cre} es F_{cr} , determinado por AISC 360 capítulo E, sustituyendo la tensión de rendimiento esperada $R_y F_y$ en lugar de F_y en estas ecuaciones. Tenga en cuenta que 1.14 es igual a $1 / 0.877$. Recuerde que el pandeo por flexión compresivo de la fuerza de los miembros compactos por la norma AISC 360 viene dada por:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \quad \text{Donde} \quad \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Equivalente a } F_e \geq 0.44 F_y) \quad 3-1$$

Y

$$F_{cr} = [0.877] F_e \quad \text{Donde} \quad \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 3-2$$

Donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad 3-3$$

Tenga en cuenta que estos valores de sobrerresistencia se determinaron teniendo en cuenta los valores KL / r reales correspondientes a los experimentos revisados.

Se advierte a los diseñadores que, por las mismas razones, aunque consideran valores más altos de KL / r pueden ser conservadores para el diseño de riostras, sería inapropiado para evaluar las demandas impuestas por apoyo en sus conexiones y otros elementos del marco.

3.3 Flexión y fuerza axial.

3.3.1 Sitio de sedancia.

Las columnas que forman parte de una estructura de acero deben soportar, casi siempre, momentos de flexión, además de sus cargas usuales de compresión.

Es casi imposible montar y centrar exactamente las cargas axiales sobre las columnas, aun en los casos de pruebas de laboratorio, y el lector se dará cuenta de que en las construcciones dicha dificultad es aún mayor.

Aunque las cargas en un edificio pudieran centrarse perfectamente en un momento dado, no permanecerían estacionarias. Además, las columnas pueden tener defectos iniciales o tener otras fallas, dando como resultado el que se produzcan flexiones laterales. Las vigas generalmente se ligan a las columnas mediante ángulos o ménsulas colocadas a un lado. Estas cargas aplicadas excéntricamente producen momentos. El viento y otras cargas laterales ocasionan flexión lateral en las columnas y las de marcos rígidos de edificios, están sometidas a momentos, aun cuando el marco soporte sólo cargas verticales.

3.3.2 Método del análisis directo.

Este método es aplicable a todo tipo de estructura, no distingue entre los sistemas estructurales de construcción tales como los marcos arriostrados, los marcos para momento, el muro de cortante, o cualquier combinación de sistemas. Tiene la ventaja adicional de no tener que calcular el factor de longitud efectiva K . Esto implica que para determinar la resistencia de compresión axial disponible, P_c , se usa $K = 1.0$.

3.4 Requisitos sismorresistente según norma estructural de acero AE-001.

Artículo B26. Los elementos de sistemas sismorresistente constituidos por marcos, marcos arriostrados y muros estructurales deben cumplir con las disposiciones del ANSI/AISC 360-10 y lo que en este reglamento se estipule.

Artículo B27. La demanda sísmica para el cálculo sismorresistente de edificaciones de acero será conforme a la determinada mediante el reglamento nacional de la construcción vigente, en su norma referente a sismo.

Artículo B28. Se hará uso de las combinaciones de carga establecidas por el reglamento nacional de la construcción vigente, así como las exigencias en el control de las derivas.

Artículo B29. Se deberá brindar protección a los elementos, componentes y uniones frágiles presentes en la estructura manteniendo un comportamiento elástico de éstos, permitiendo el desarrollo de la ductilidad global de los sistemas sismorresistentes previstos en la edificación, sin que la respuesta global de los

sistemas sismorresistentes sea limitada por los elementos, componentes y uniones frágiles. Se recomienda utilizar el diseño por capacidad estructural.

Artículo B30. Deberá considerarse como elemento, componente o unión frágil cuando éstos sean incapaces de mantener el 80% de su capacidad máxima al momento de que sus deformaciones exceden el doble de las deformaciones ocurridas al límite de cedencia. Estos elementos para mantenerse dentro del rango elástico durante los sismos deberán ser diseñados bajo el incremento de la acción sísmica resultante del análisis estructural por un factor de 1.8 para elementos horizontales o 1.8 veces la ductilidad global efectiva mostrada en la tabla B5 para elementos verticales.

Artículo B31. Se evitará el uso de elementos, componentes o uniones frágiles en edificaciones localizadas en la zona C del reglamento nacional de la construcción vigente o donde los resultados de estudios de amenaza sísmica arrojen valores de PGA mayores o iguales a 0.22g o que las condiciones de sitio resulten ser amplificadoras de las ondas sísmicas pudiéndose esperar aceleraciones mayores a las indicadas en el mapa de amenaza sísmica del reglamento nacional de la construcción vigente.

Artículo B32. Edificaciones nuevas en donde su estabilidad estructural dependa de sistemas estructurales frágiles serán prohibidas en el territorio nacional, así como obras existentes con sistemas de este tipo que formen parte del grupo A, o del grupo B cuando éstas alberguen durante su operación más de 1000 personas; deberán ser readecuadas estructuralmente mediante la incorporación de sistemas sismorresistentes calculados con este reglamento.

Artículo B33. Se considera como resistencia requerida de los sistemas sismorresistentes de la edificación, la mayor de las siguientes resistencias dadas por la carga última del análisis estructural proveniente de las combinaciones de carga estipuladas en el reglamento nacional de la construcción vigente o algún otro requerimiento de resistencia requerida estipulado por este reglamento, entre ellos la resistencia requerida derivada según los principios de diseño por capacidad, en donde se supone que las deformaciones inelásticas generadas por el análisis

sísmico, estarán concentradas en ciertos elementos considerados parte del sistema sismorresistente principal.

Artículo B34. Otros elementos sismorresistentes no descritos en el artículo B29 deberán ser capaces de soportar las fuerzas impuestas por los elementos descritos en dicho Artículo B29 en una condición plastificada y endurecidos por la deformación experimentada.

Artículo B35. Deberá tomarse la resistencia de diseño como ϕR_n , donde R_n es la resistencia nominal.

La resistencia de diseño de los elementos sismorresistentes y no sismorresistentes deberá ser determinada de acuerdo al AISC 360-10 o su actualización, o bien, en conformidad a este reglamento cuando se especifique otro procedimiento.

Artículo B36. La estructuración de la edificación podrá realizarse por medio de ejes estructurales de resistencia, conformados por marcos no arriostrados, marcos arriostrados, muros de corte o combinaciones de estos. Estos ejes estructurales de resistencia deberán estar presentes en cada dirección principal de la edificación y deberán cumplir los requerimientos contemplados en este reglamento.

Artículo B37. Deberá procurarse que los elementos de los sistemas sismorresistentes que se calculen bajo el cumplimiento de este reglamento, sean capaces de desarrollar deformaciones inelásticas al momento de ser sometidos a la demanda sísmica que el reglamento nacional de la construcción vigente estipule. Para ello, este reglamento, establece una clasificación de sistemas estructurales, denominados como: sistemas con ductilidad adecuada (SDA) y sistemas con ductilidad especial (SDE).

Artículo B38. Las secciones estructurales que dan lugar, tanto a los sistemas SDA como a los sistemas SDE, deben estar conformadas por alas conectadas de manera continua al alma, dando restricción contra el pandeo local de la sección estructural.

Artículo B39. La ductilidad del sistema global de la estructura (DSG) dependerá si la edificación presenta sistemas SDA o SDE y de su irregularidad definida según las previsiones del reglamento nacional de la construcción vigente.

Artículo B40. Para la caracterización de las secciones de acero, en sistemas SDA o sistemas SDE, se establecen las limitaciones en razón de esbeltez que se presentan en la tabla B3. Las limitaciones de uso y determinación de requerimientos y valores de ductilidad de sistemas sismorresistentes, se presentan en la tabla B4 y B5 respectivamente.

3.5 Efectos de carga sísmica y combinaciones según ASCE-10.

3.5.1 Aplicabilidad.

Todos los miembros de la estructura, incluidos los que no parte del sistema sísmico resistente a la fuerza, se diseñan primero utilizando los efectos de carga sísmica de la Sección 12.4 de la Norma ASCE 7-10 a menos que esté exento por esta norma.

Los efectos de carga sísmica son axial, cortante y flexión fuerzas miembro resultante de la aplicación de fuerzas sísmicas horizontales y verticales como se establece en la Sección 12.4.2. ASCE 7-10 Donde específicamente se requiera, carga sísmica los efectos se modificarán para tener en cuenta la sobrerresistencia, como se establece en la Sección 12.4.3 ASCE 7-10.

3.5.2 Efectos de carga sísmica.

El efecto de carga sísmica, E , se determinará en de acuerdo con lo siguiente:

1. Para uso en la combinación de carga 5 en la Sección 2.3.2 o las combinaciones de carga 5 y 6 en la Sección 2.4.1 ASCE 7-10, E deberán ser determinado de acuerdo con Eq. 12.4-1 como sigue:

$$E = E_h + E_v \quad 3-19$$

2. Para uso en la combinación de carga 7 en la Sección 2.3.2 o v la combinación de carga 8 en la Sección 2.4.1, E será determinado de acuerdo con Eq. 12.4-2 de la siguiente manera:

$$E = E_h - E_v \quad 3-19$$

Donde:

E = Efectos de la carga sísmica.

E_h = Efecto de las fuerzas sísmicas horizontales definidas en Sección 12.4.2.1 ASCE 7-10.

E_v = Efecto de las fuerzas sísmicas verticales como se define en Sección 12.4.2.2 ASCE 7-10.

3.5.3 Efectos de carga sísmica Horizontal.

El efecto de carga sísmica horizontal, E_h , será determinado de acuerdo con Eq. 12.4-3 de la siguiente manera:

$$E_h = \rho Q_E \quad 3-20$$

Donde:

Q_E = Efectos de fuerzas sísmicas horizontales desde V o F Donde sea requerido por la Sección 12.5.3 o 12.5.4 ASCE 7-10, tales efectos serán el resultado de la aplicación de fuerzas horizontales simultáneamente en dos direcciones en ángulo recto entre sí.

ρ = Factor de redundancia, como se define en la Sección 12.3.4 ASCE 7-10.

3.5.4 Efectos de carga sísmica Vertical.

El efecto de carga sísmica vertical, E_v , será determinado de acuerdo con Eq. 12.4-4 de la siguiente manera:

$$E_v = 0.2 S_{DS} D \quad 3-21$$

Donde:

S_{DS} = Diseño de parámetro de aceleración de respuesta espectral en períodos cortos obtenidos de la Sección 11.4.4 ASCE 7-10. D = Efectos de Carga.

3.5.5 Combinaciones sísmicas.

12.4.2.3 ASCE 7-10 Combinaciones de carga sísmica donde el efecto de carga sísmica prescrito, E, definido en la Sección 12.4.2 ASCE 7-10 se combina con los efectos de otras cargas como se establece en el Capítulo 2, las siguientes combinaciones de carga sísmica para estructuras no sujetas a se deben usar cargas de hielo atmosférico o de inundación en lugar de las combinaciones de carga sísmica en la Sección 2.3.2 o 2.4.1 ASCE 7-10:

3.5.5.1 Combinaciones Básicas de las fuerzas.

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S \quad 3-22$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + 1.6H \quad 3-23$$

3.5.5.2 Combinaciones Básicas para el diseño de esfuerzos permisible.

$$(1.0 + 0.14S_{DS})D + H + F + 0.7 \rho Q_E \quad 3-24$$

$$(1.0 + 0.10S_{DS})D + H + F + 0.525 \rho Q_E + 0.75L + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad 3-25$$

$$(0.6 - 0.14)D + 0.7 \rho Q_E + H \quad 3-26$$

3.5.5.3 Efecto de carga sísmica que incluye el factor de sobrerresistencia.

Donde se requiera específicamente, las condiciones que requieren las aplicaciones del factor de sobrerresistencia se determinarán de acuerdo con lo siguiente:

1. Para uso en la combinación de carga en la Sección del 2.3.2 ASCE 7-10 o las combinaciones de carga 5 y 6 en la Sección 2.4.1 ASCE 7-10, E deberán ser tomado igual a E_m según lo determinado de acuerdo con Eq. 12.4-5 ASCE 7-10 de la siguiente manera:

$$E_m = E_{mh} + E_v \quad 3-27$$

2. Para uso en la combinación de carga 7 en la Sección 2.3.2 ASCE 7-10 o las combinaciones de carga 8 en la Sección 2.4.1 ASCE 7-10, E deberán ser tomado igual a E_m según lo determinado de acuerdo con Eq. 12.4-6 ASCE 7-10 de la siguiente manera:

$$E_m = E_{mh} - E_v \quad 3-29$$

Donde:

E_m = Efecto de carga sísmica, incluido el factor de sobrerresistencia.

E_{mh} = Efecto de fuerzas sísmicas horizontales incluyendo factor de sobrerresistencia como se define en la Sección 12.4.3.1 ASCE 7-10.

E_v = Efecto de carga sísmica vertical como se define en la Sección 12.4.2.2 ASCE 7-10.

3.5.5.6 Efecto de carga sísmica horizontal con Factor de sobrerresistencia.

El efecto de carga sísmica horizontal con exceso de factor de sobrefuerzo, E_{mh} , se determinará de acuerdo a la Eq. 12.4-7 de la siguiente manera:

$$E_{mh} = \Omega_o Q_E \quad 3-30$$

Donde:

Q_E = Efectos de fuerzas sísmicas horizontales de V, F_{px} o F_p como se especifica en las Secciones 12.8.1, 12.10, o 13.3.1. Donde sea requerido por la Sección 12.5.3 o 12.5.4 ASCE 7-10, tales efectos serán el resultado de la aplicación de fuerzas horizontales simultáneamente en dos direcciones en ángulo recto entre sí

Ω_o = Factor de amplificación sísmica.

Excepción:

El valor de E_{mh} no necesita exceder la fuerza máxima que puede desarrollarse en el elemento como determinado por un análisis de mecanismo racional y plástico o análisis de respuesta no lineal utilizando valores realistas esperados de las fortalezas de los materiales.

3.5.5.7 Combinaciones de carga con Factor de sobrerresistencia.

Donde el efecto de carga sísmica con exceso de fuerza factor, E , definido en la Sección 12.4.3, se combina con los efectos de otras cargas como se establece en el Capítulo 2, la siguiente combinación de carga sísmica para estructuras no sujetos a inundaciones o cargas de hielo atmosférico se deben utilizar en lugar de las combinaciones de carga sísmica en cualquiera Sección 2.3.2 o 2.4.1 ASCE 7-10:

3.5.5.8 Combinaciones básicas para el diseño de la fuerza con Factor de sobrerresistencia

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \Omega_o Q_E + L + 0.2S \quad 3-31$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})D + \Omega_o Q_E + 1.6H \quad 3-32$$

3.5.5.9 Combinaciones básicas para el diseño de estrés permisible con factor de sobrefuerzo.

$$(1.0 + 0.14S_{DS})D + H + F + 0.7 \Omega_o Q_E \quad 3-33$$

$$(1.0 + 0.105S_{DS})D + H + F + 0.525 \Omega_o Q_E + 0.75L + 0.75(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad 3-34$$

$$(0.6 - 0.14S_{DS}) + 0.7 \Omega_o Q_E + H \quad 3-35$$

Donde las metodologías de diseño de estrés permisible son utilizado con el efecto de carga sísmica definido en la Sección 12.4.3 ASCE 7-10 aplicado en combinaciones de carga 5, 6 u 8 de Sección 2.4.1 ASCE 7-10, los esfuerzos permitidos están determinado usando un aumento de esfuerzo permisible de 1.2. Este aumento no se combinará con aumentos en las tensiones permisibles o combinación de carga de reducciones permitidas.

CAPITULO IV

4 PROCESO DE DISEÑO EN ETABS 2016.

4.1 Idealización de características preliminares del modelo a desarrollar.

Se construirá un modelo tridimensional del edificio utilizando el programa computacional ETABS 2016.2.1 incluyendo en este todas las características estructurales especificadas en los planos arquitectónicos y secciones propuestas del edificio. Adicionalmente se modelaran algunos elementos secundarios, como las viguetas para la transferencia de cargas.

El método consistirá en una técnica de prueba y error hasta encontrar las secciones adecuadas el cual el programa verifica con la norma AISC 360-10 el cumplimiento capacidad de los elementos.

De esta manera, cada elemento estructural de dicho edificio puede ser modificado según sea conveniente.

4.2 Interfaz del programa ETABS 2016.

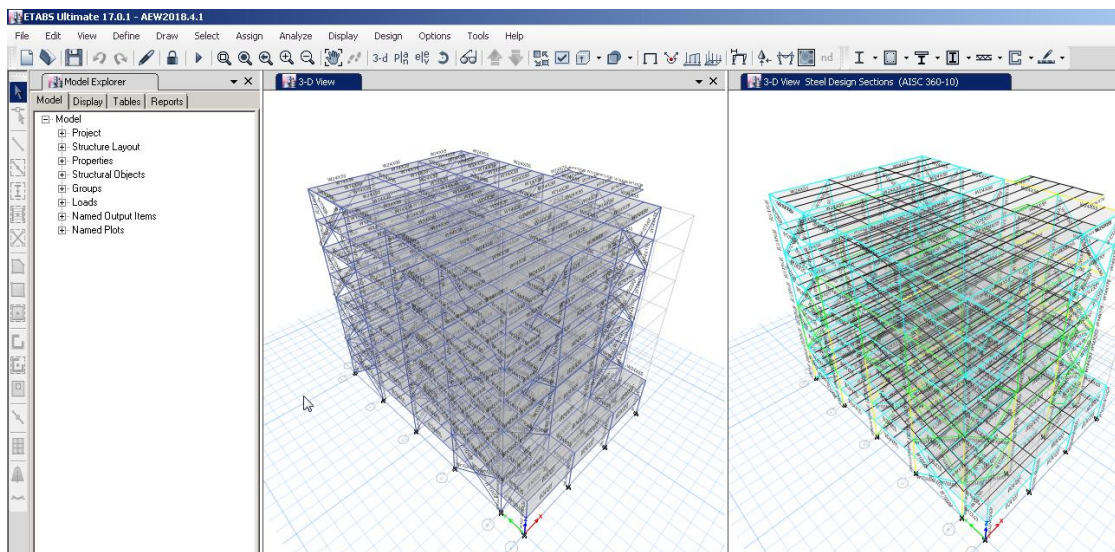


Figura 4-1 Interfaz dinámico del programa, fuente: ETABS 2016. .

El programa ETABS cuenta con propiedades que nos permite definir una estructura lo más cercano posible a la realidad de un edificio con la finalidad de analizar el comportamiento de la estructura y sus elementos, de izquierda a derecha en la parte superior del programa podemos visualizar, como muestra la figura 4-1 el interfaz dinámico donde se crea un nuevo diseño y se introducen los elementos y variables necesarios.

4.3. Definición de Geometría.

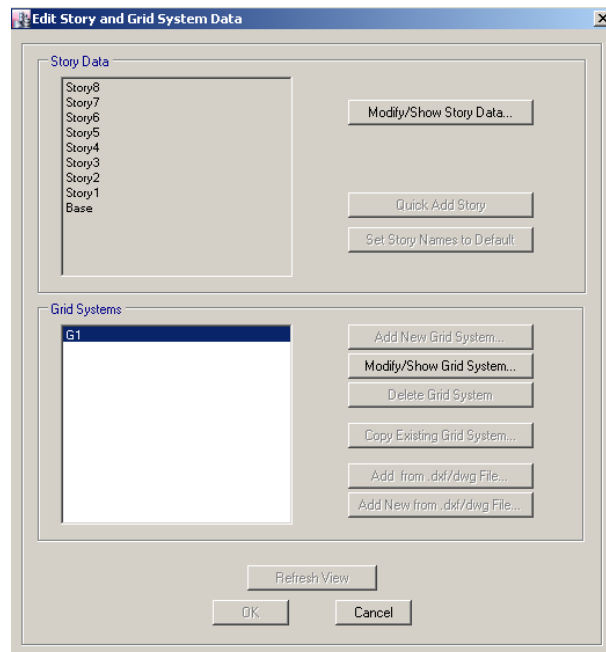


Figura 4-2 Edit Story and Grid System, Fuente: ETABS 2016.

Para empezar el proceso de diseño, es necesario definir nuestros ejes, el número de pisos, las dimensiones de cada planta, estos procesos son introducidos según requerimientos arquitectónicos.

En la figura 4-2 Muestra el interfaz de edit story and grid system donde se digitan dichos valores geométricos y espaciamientos, tanto en planta como en elevaciones.

4.4. Definición de Materiales.

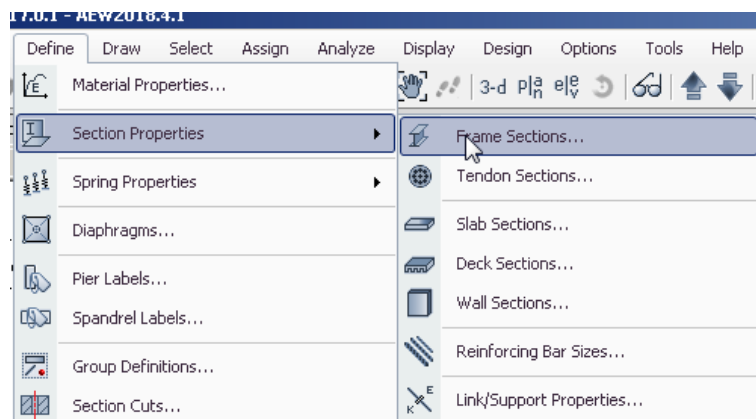


Figura 4-3 Define properties, Fuente: ETABS 2016.

Define Properties: establecemos los elementos estructurales tales como vigas, tipo de piso (Slab o Deck), diafragma para cada piso, ver figura 4-3.

4.4.1 Definición de losa tipo deck.

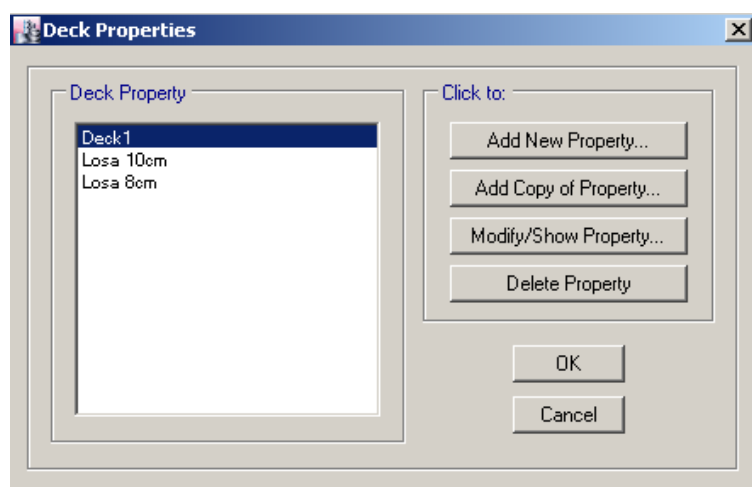


Figura 4-4 Deck properties ETABS 2016.

En el programa se crearon dos Losas, una de 8cm de espesor, otra de 10 cm de espesor tipo deck, el cual se empleara por requerimiento de peso la de 8cm en los primeros 3 pisos y 10cm en los siguientes 5 pisos. Ver figura 4-4.

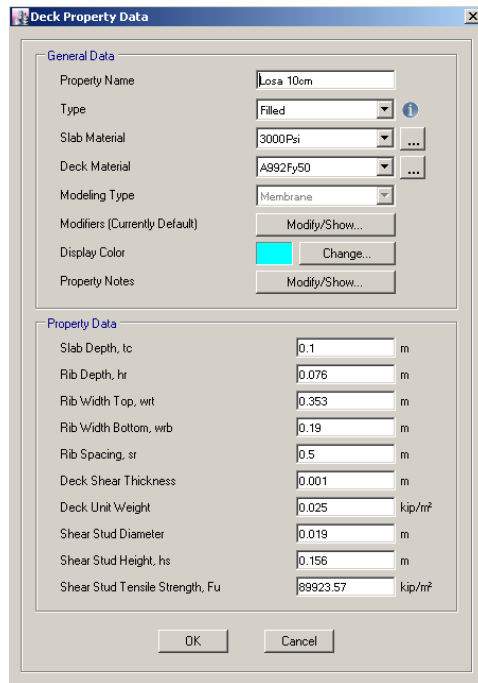


Figura 4-5 Deck properties data, Fuente: ETABS 2016.

En la figura 4-5 Se observa la losa propuesta con sus respectivas propiedades tales como: el tipo de relleno, la resistencia de concreto (3000psi), el tipo de material deck (acero ASTM A992) con una fluencia de 50Ksi.

Por ultimo en porperty data se establece la profundidad de la losa, Rib Spacing, Rib Width, Rib Width Bottom, entre otros valores técnicos que pueden ser encontrados en fichas técnicas para tipo de lámina cero propuesto.

4.4.2 Definición de diafragma rígido.

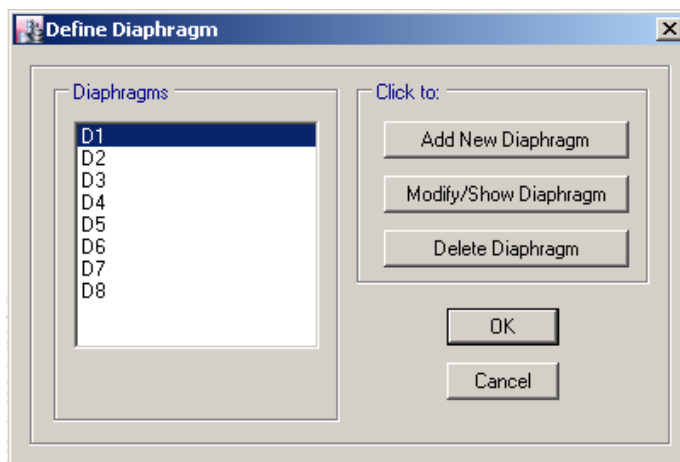


Figura 4-6 Define Diaphragm, Fuente: ETABS 2016.

En la misma interfaz define, creamos un diafragma para cada piso, se coloca dicha propiedad seleccionando toda la losa de cada piso, y esta aplicada según el número de cada piso. Ver definición en Anexo 17

4.5 Digitación del Espectro de Diseño.

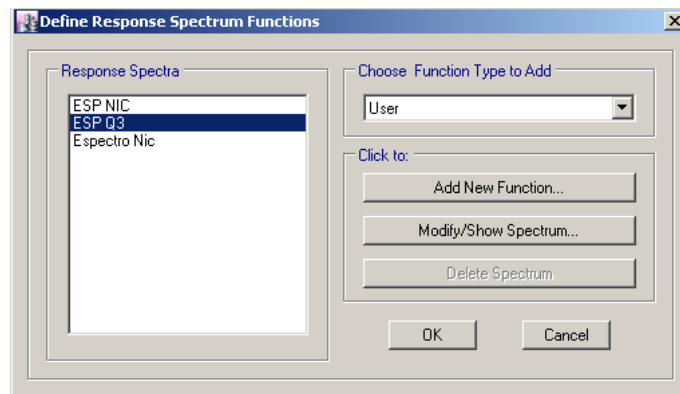


Figura 4-7 Define Response Spectrum, Fuente: ETABS 2016.

En el programa es necesario calcular el espectro de diseño, dicho cálculo será mostrado en el cap. 5 del presente trabajo, generalmente para facilitar el trabajo, el cálculo se realiza en una hoja de Excel, luego se exporta en un block de notas y se introduce en Add New Function, pero antes de eso es necesario seleccionar la opción de user en choose funtion type (vea figura 4-7), para definir un espectro según nuestros datos y no según las diferentes normas establecidas por el programa, esto debido que nuestro reglamento no aparece como una opción el cual nos permita generar nuestro espectro de forma automática.

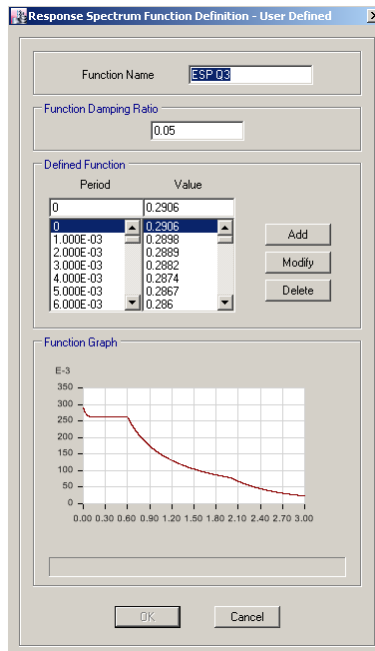


Figura 4-8 Response Spectrum, Fuente: ETABS 2016.

Como se visualiza en la figura 4-8 este es la manera adecuada de generar el espectro de diseño dentro del programa, el muestra los datos y el grafico de la función generada.

4.6 Definición de cargas.

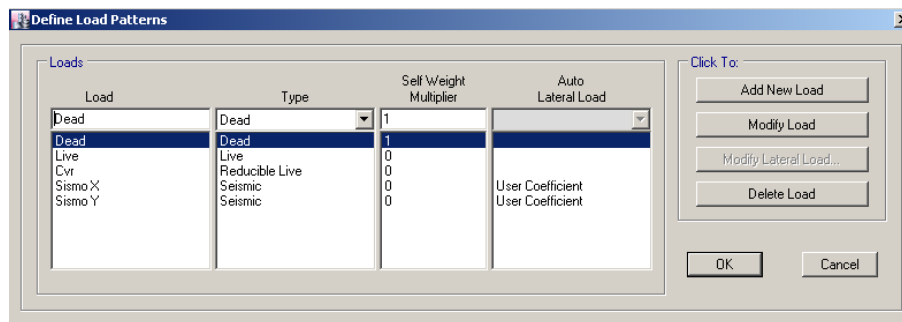


Figura 4-9 Define Load Pattern, Fuente: ETABS 2016.

Es necesario definir las variables de cargas gravitacionales y sísmicas tales como carga muerta, viva, carga viva reducida, sismo en X y sismo en Y para el cálculo del cortante basal estático.

4.6.1 Modificación de cargas.

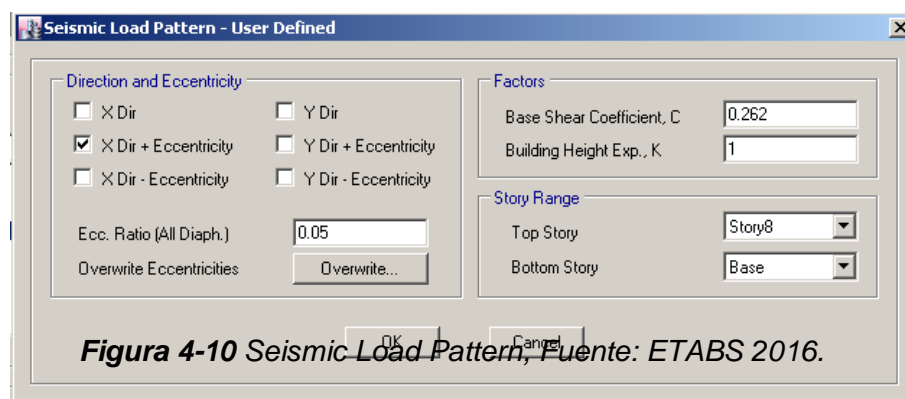


Figura 4-10 Seismic Load Pattern, Fuente: ETABS 2016.

Para definir el coeficiente de cortante basal, el reglamento nacional presenta en el artículo 24 el coeficiente de diseño sismoresistente, se toma en cuenta la deriva según el sismo actuante, es decir si analizamos el sismo en X por el método estático, en el programa se seleccionara la opción únicamente en la deriva más excentricidad en X, y el valor del coeficiente sismo resistente en la casilla de Base Shear, ver figura 4-10.

4.7. Combinaciones de cargas.

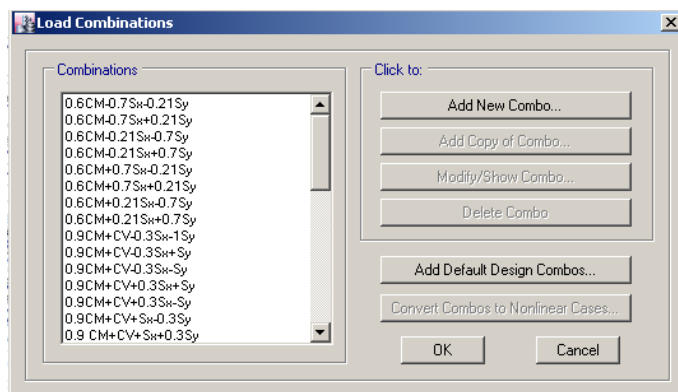


Figura 4-11 Load combinations, Fuente: ETABS 2016.

Las combinaciones de cargas son presentadas en el artículo 15 del reglamento nacional de la construcción y estos son introducidos en el programa uno por uno hasta finalmente tener todas las combinaciones de servicio y diseño.

4.8. Cargas Puntuales y Distribuidas en los elementos.

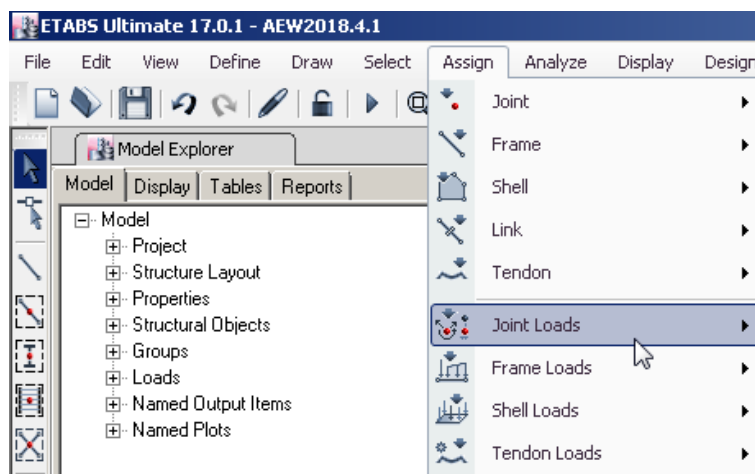


Figura 4-12 Loads Assign, Fuente: ETABS 2016.

Cada elemento ya sean nodos, vigas, columnas y losas pueden adherírseles cargas, por lo general en las losas es necesario agregar cargas tipo Shell Loads para definir lo que son cargas vivas y muertas.

4.9. Análisis chequeo de digitación.

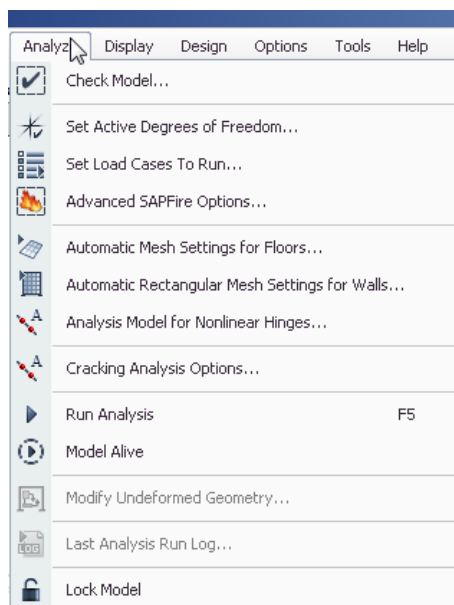


Figura 4-13 Loads Assign, Fuente: ETABS 2016.

Una vez creado todo el modelo, el programa tiene una opción muy importante que nos permite determinar si existe alguna incongruencia al momento de introducir o dibujar un elemento, dentro de los errores más comunes esta: No haber unido adecuadamente la viga de nodo a nodo, algún elemento de área superpuesto en otro, así entre otros tipos de incongruencias en la digitación.

4.9.1. Ajuste de Chequeo.

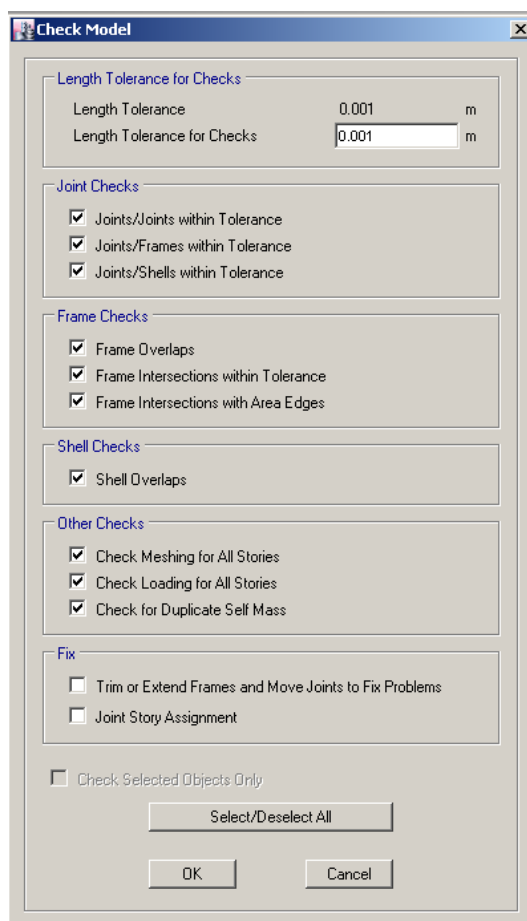


Figura 4-14 *Sheck Model, Fuente: ETABS 2016.*

Para el cheque del modelo se selecciona todas las casillas, le que es uniones de vigas, traslape en elementos de áreas, cargas en todos los pisos, en general todas las casillas a excepción de ajuste (fix), con el sentido de ver en qué parte se encuentran los errores digitados.

4.10. Verificación de errores.

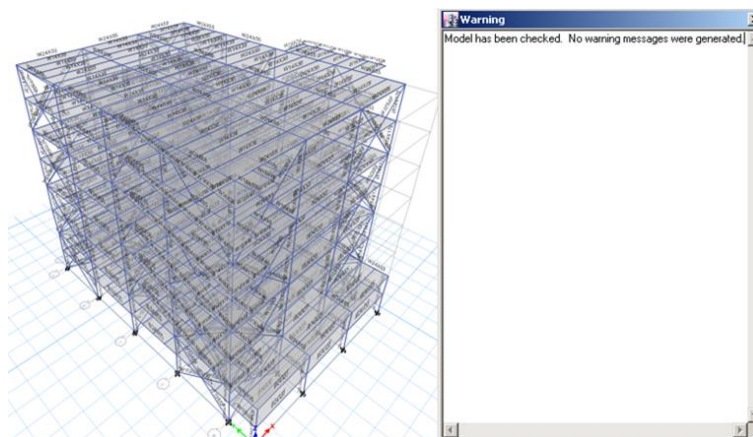


Figura 4-15 Warning, Fuente: ETABS 2016.

Una vez finalizado el chequeo el programa nos indicara que elementos deben ser corregidos, vea figura 4-9, no tenemos elementos que corregir ya que todo se encuentra debidamente digitado.

4.11. Parámetros de preferencia para el diseño de acero.

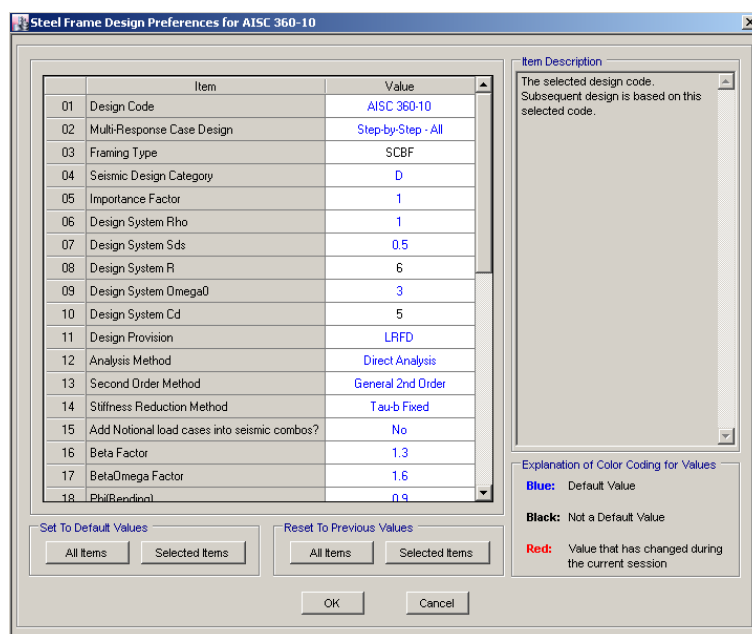


Figura 4-16 Steel Frame Design, Fuente: ETABS 2016.

En revise preferences definimos la norma de revisión (AISC 360-10) categoría, factor de importancia, el factor según sistema de diseño, entre otros valores que nos permite realizar el análisis demanda capacidad de los elementos.

4.12. Verificación de falla de los elementos por demanda capacidad.

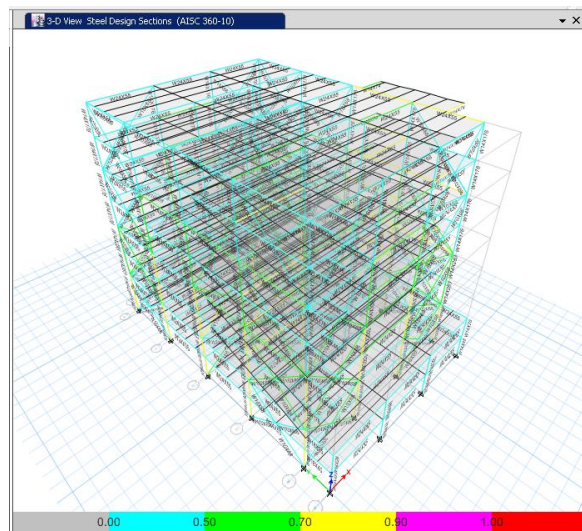


Figura 4-17 Ceheque de esfuerzo y Demanda/Capacidad Frame,

Fuente: ETABS 2016.

Una vez de haber definido la categoría de nuestra estructura y las variables de diseño (véase el capítulo 5, norma ASCE 7-10), podemos correr el programa y observar si los elementos cumplen con la demanda capacidad según las normas.

4.13. Verificación de las derivas de la estructura.

Para verificar las derivas en X y Y podemos irnos a la pestaña de Display, luego a story response plot y al final veremos la casilla de formato como aparece en la figura 18, el cual nos muestra un gráfico del comportamiento y la tabla de los desplazamientos véase la figura 19.

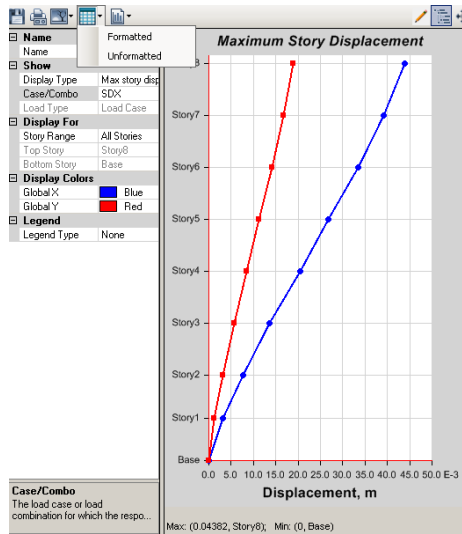


Figura 4-18 Chequeo de esfuerzo y Demanda/Capacidad, Fuente: ETABS 2016.

4.13.1 Verificación de las derivas de la estructura.

Story Response					
	Story	Elevation m	Location	X-Dir m	Y-Dir m
▶	Story8	29.4	Top	0.04382	0.018826
	Story7	25.55	Top	0.039088	0.016693
	Story6	21.7	Top	0.033368	0.014171
	Story5	17.85	Top	0.026846	0.011319
	Story4	14	Top	0.02043	0.008557
	Story3	10.15	Top	0.013615	0.005638
	Story2	6.3	Top	0.007761	0.003153
	Story1	3.15	Top	0.003127	0.001257
	Base	0	Top	0	0

Figura 4-19 Story Response (deriva), Fuente: ETABS 2016.

En la tabla de la figura 4-19 se puede encontrar la información de las derivas por piso, el cual nos permitirá conocer más adelante la tabla límite de servicio y colapso que son calculados en una hoja de excel.

CAPITULO V

5. ANALISIS DE LA ESTRUCTURA.

5.1 Descripción del sistema estructural del edificio.

Se tomó como modelo la propuesta de diseño de un edificio que podría ejecutarse en la ciudad de Managua, Nicaragua. El edificio consta con 8 niveles: el primer y segundo nivel son para estacionamientos, los siguientes 6 para oficinas.

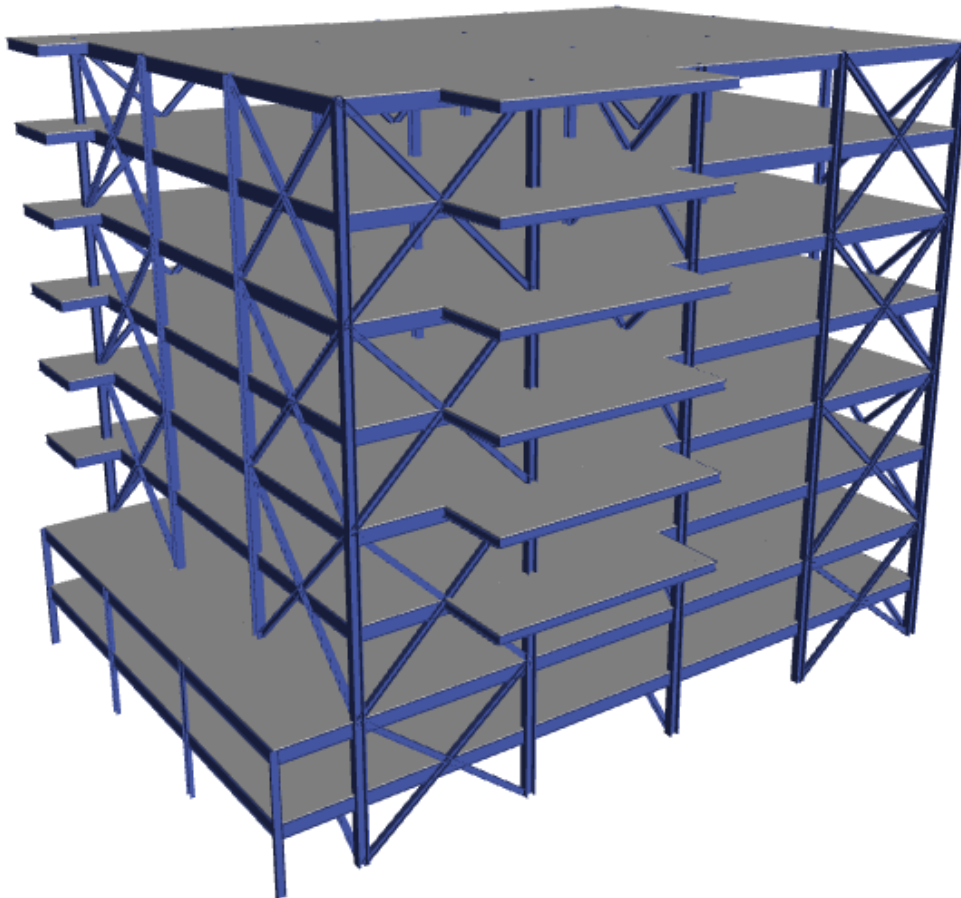


Figura 5-1. Vista en 3d del edificio ETABS.

El edificio cuenta con un sistema resistente a cargas laterales llamado sistema de marcos especiales con arriostramiento concéntrico (SCBF), lo cual implica que su diseño sea sismo-resistente. En dicho sistema, los marcos arriostrados son diseñados para el 100% de las cargas laterales.

En la dirección Y, los arriostres se encuentran ubicados de la siguiente manera: sobre el eje 5 entre los ejes B-C y K-M, sobre el eje 6 entre C-E, sobre el eje 7 entre E-K, y sobre el eje 8 entre B-C y K-M, cabe mencionar que los arriostres van en todos los niveles.

El muro de cortina se encuentra del nivel 3 en adelante, el primer y segundo nivel son para estacionamientos.

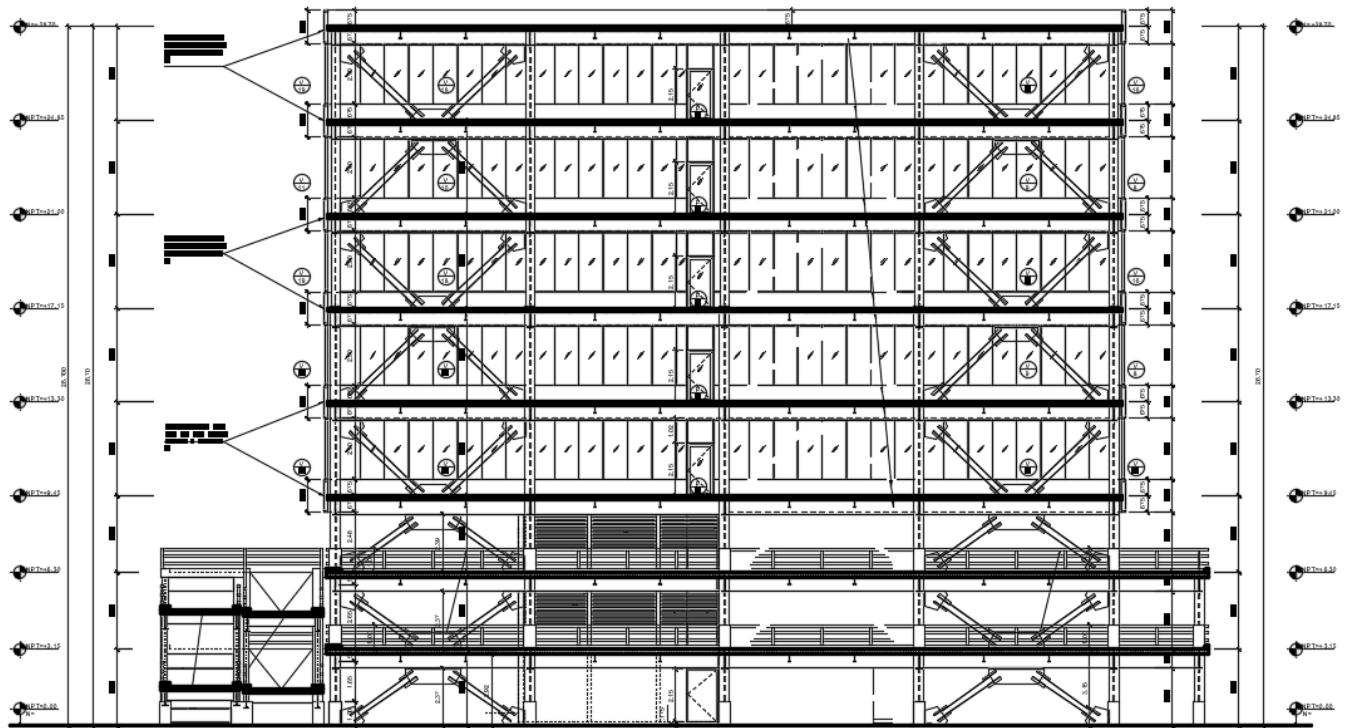


Figura 5-2. Elevación del edificio con respecto a la dirección Y.

En la dirección X, los arriostres se encuentran ubicados de la siguiente manera: sobre el eje B entre los ejes 5-6 y 7-8, sobre el eje E entre 5-6 y 7-8, y sobre el eje K entre 5-6 y 7-8, cabe mencionar que los arriostres van en todos los niveles.

El muro de cortina se encuentra del nivel 3 en adelante, el primer y segundo nivel son para estacionamientos.

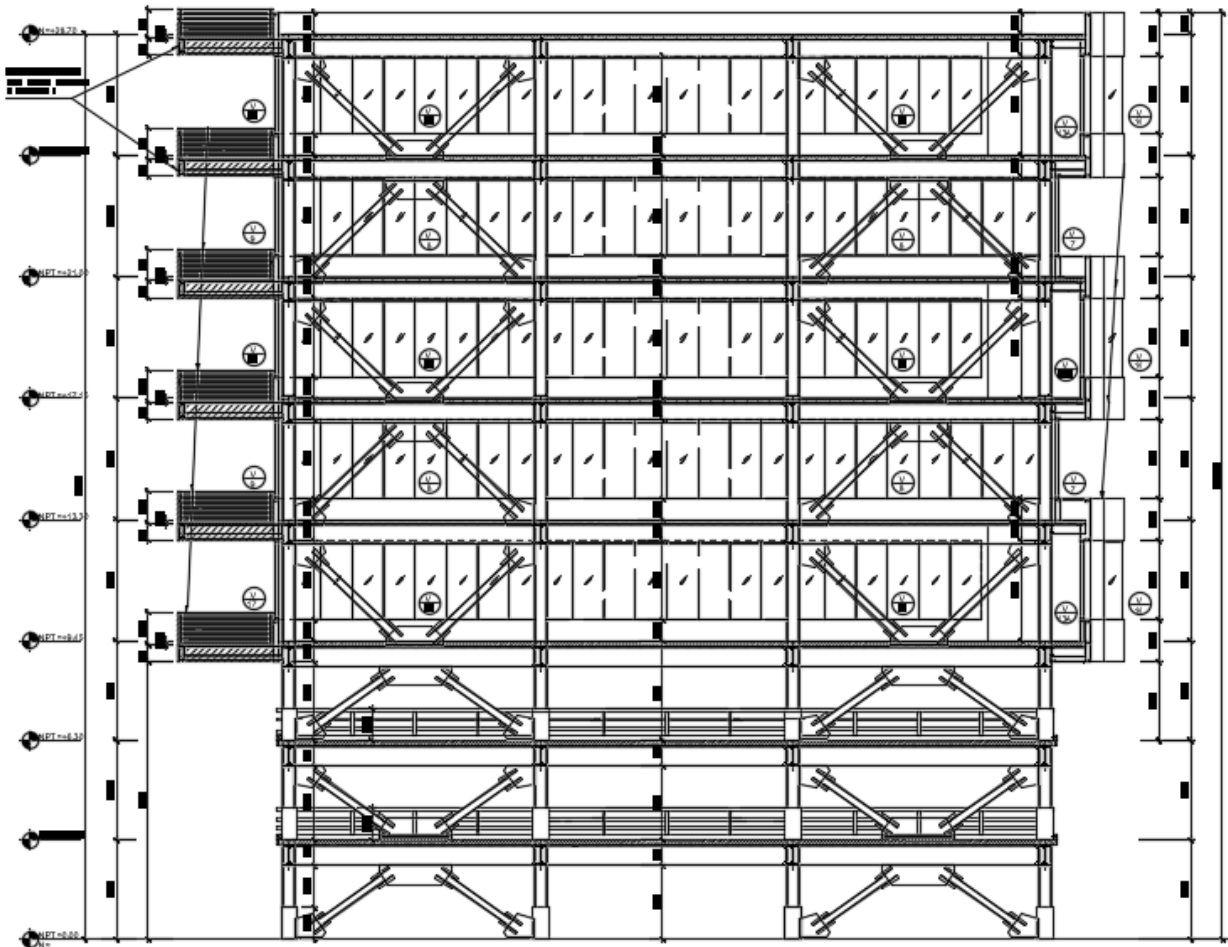


Figura 5-3. Elevación del edificio con respecto a la dirección X.

5.2 Elaboración del modelo.

La modelación se realiza en el programa ETABS 2016v16.2.0 por las facilidades que ofrece para el análisis de estructuras tipo edificio.

5.2.1 Elementos metálicos principales.

Todas las secciones utilizadas como miembros estructurales principales son perfiles rolados en caliente. Para vigas, columnas y arriostres se utiliza secciones de patín ancho “W”. Estos elementos son modelados como tipo “frame” en el programa.

5.2.2 Diafragma.

La losa de entrepiso está formada por láminas troqueladas de acero, Galvadeck 30 calibre 24 con dimensiones de $\frac{1}{2}'' \times 6'' \times 2''$. Tiene un relleno de concreto (topping) de 0.10 m de espesor para los pisos comprendidos entre el cuarto y el octavo y de 0.08m para los pisos existentes entre el primero y tercero; reforzado con electromalla 6x6 8/8, con conectores de corte (figura 5.7). El sistema está soportado sobre viguetas (joist) metálicas de alma abierta.

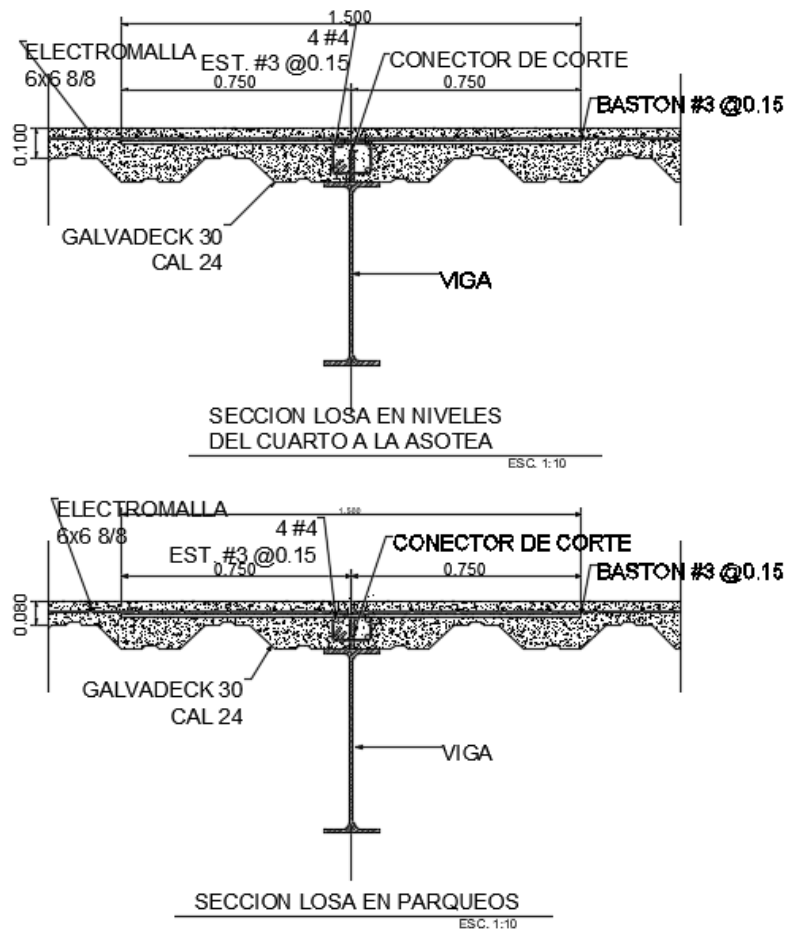


Figura 5-4. Detalle de losa de entrepiso.

La losa de entrepiso se modela como un elemento de área “deck” de tipo “filled” para simular con más precisión los efectos de la losa troquelada. Se supone un diafragma rígido en todos los niveles mediante un “diaphragm constraint” debido a que la losa de entrepiso presenta un topping de 10cm y de 8 cm, lo que daría suficiente rigidez al sistema para que no hubiesen deformaciones axiales ni flexionantes ante cargas contenido en su plano.

5.2.3 Transferencia de cargas gravitacionales

Las cargas son asignadas directamente a la losa, la cual le transmite a las viguetas las cargas gravitacionales (peso propio, sobrecarga y carga viva). Las viguetas a su vez transmiten las cargas a las vigas en los ejes tangenciales y estas últimas la transfieren a las columnas, las que se encargan de dirigirla hacia la fundación.

5.3 Cargas gravitacionales

5.3.1 Peso propio

No se asigna una carga adicional en el peso propio debido a que el programa lo considera en los respectivos análisis.

5.3.2 Sobrecarga

Los pesos de los materiales son tomados de las tablas 1A, 2A, 3A, 4A, 5A y 6A del RNC-07.

Descripción	Peso (Kg/m ²)
Instalaciones electromecánicas	20
Lámparas y accesorios	6
Total	36

Tabla 5-1 Sobrecarga en el parqueo.

Descripción	Peso (Kg/m ²)
Cascote de mortero de 2.5cm	55.88
Ladrillos de cerámica para pisos	30
Paredes divisorias fijas	90
Cielo falso de Gypsum	15
Instalaciones Electromecánicas	20
Lámparas y accesorios	6
Total	216.88

Tabla 5.-2 Sobrecarga en el entrepiso.

Descripción	Peso (Kg/m ²)
Cascote de mortero de 2.5cm	55.88
Impermeabilizante	15
Cielo falso de Gypsum	15
Instalaciones Electromecánicas	20
Lámparas y accesorios	6
Total	111.88

Tabla 5-3 Sobrecarga en la azotea.

Descripción	Peso (Kg/m)
Muro cortina de vidrio serie 60	88

Tabla 5-4 Sobrecarga debido al muro de cortina.

5.3.3 Carga viva

Descripción	Peso (Kg/m ²)	
	Carga Viva	Carga viva reducida
Para entresijos destinados a parqueos	250	150
Para entresijos destinados a oficinas	250	100
Para azotea	100	40

Tabla 5-5 Carga viva según la Tabla 1 del RNC-07

5.4 Condiciones de regularidad.

Según el artículo 23 del Reglamento Nacional de la Construcción una estructura se puede clasificar en regular, irregular o fuertemente irregular; para conocer en que categoría se encuentra el edificio en estudio se analiza cada una de las condiciones.

1. “Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.”

No cumple, ya que no existe simetría en ambas direcciones. (Ver anexo 15)

2. “La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.” (Ver anexo 9)

$$\frac{29.4m}{24m} = 1.22 < 2.5 \quad \text{ok cumple}$$

3. “La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.” Tomando como largo el eje en Y y como ancho el eje en X. (Ver anexo 16)

$$\frac{35.506m}{24m} = 1.48 < 2.5 \quad \text{ok cumple}$$

4. “En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.” (Ver anexo 2 y 3)

En nuestro caso solo tenemos salientes, lo cual tiene un área de 59.76 m², y nuestra área de planta de 852.14m². Por lo cual tendríamos:

$$\frac{59.76m^2}{852.14m^2} * 100 = 7.01\% < 20 \% \text{ ok cumple}$$

5. “En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.”

Presenta un diafragma rígido en todos los niveles.(Ver anexo)

6. “No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.”

Nuestro edificio no presenta aberturas en ningún entrepiso, ni en losa de techo.

7. “El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

	Pp	Ar	CM	CVR	W total		
Nivel	Ton	m ²	Ton/m2	ton/m2	Ton	W/Wn-1	Estado
Azotea	364.168	829.200	0.120	0.040	496.840	0.792	Cumple
Nivel 7	364.168	829.200	0.217	0.100	627.024	1.000	Cumple
Nivel 6	364.168	829.200	0.217	0.100	627.024	1.000	Cumple
Nivel 5	364.168	829.200	0.217	0.100	627.024	0.981	Cumple
Nivel 4	376.375	829.200	0.217	0.100	639.231	1.064	Cumple
Nivel 3	337.659	829.200	0.217	0.100	600.515	1.180	No Cumple
Nivel 2	350.408	852.140	0.036	0.150	508.906	0.999	Cumple
Nivel 1	350.684	852.140	0.036	0.150	509.182		

Tabla 5-6 Peso por Nivel según valores de ETABS.

8. “Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.”

Nivel	Área m ²	A/An-1	Estado
Azotea	829.20	1	-
Nivel 7	829.20	1	Cumple
Nivel 6	829.20	1	Cumple
Nivel 5	829.20	1	Cumple
Nivel 4	829.20	1	Cumple
Nivel 3	829.20	0.97	Cumple
Nivel 2	854.14	1	Cumple
Nivel 1	854.14		-

Tabla 5-7 relación de área de cada piso según sus paños exteriores de sus elementos resistentes verticales. .

9. “Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas”.

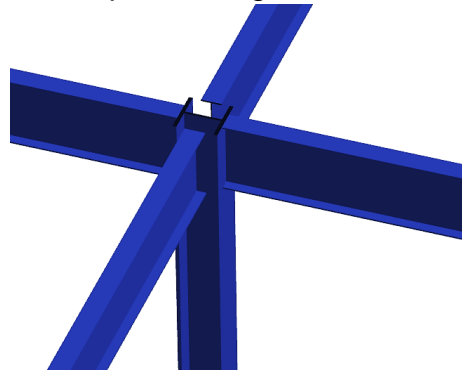


Figura 5-5. Todas las columnas están restringidas lateralmente.

10. “La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.”

Rigidez en la dirección X

Nivel	Rigidez X (Ton/m)	50% Kx	Kx-Kn-1	Estado
Azotea	48046.963	24023.482	-	-
Nivel 7	81987.766	40993.883	33940.803	Cumple
Nivel 6	101734.848	50867.424	19747.082	Cumple

Nivel 5	128731.289	64365.645	26996.441	Cumple
Nivel 4	140246.131	70123.066	11514.842	Cumple
Nivel 3	180066.069	90033.035	39819.938	Cumple
Nivel 2	238874.598	119437.299	58808.529	Cumple
Nivel 1	364750.917	182375.459	125876.319	Cumple

Tabla 5-8 Verificación de rigidez por piso en dirección X.

Rigidez en la dirección Y

Nivel	Rigidez y (Ton/m)	50% Ky	Ky-Kn-1	Estado
Azotea	46319.720	23159.86	-	-
Nivel 7	79879.230	39939.615	33559.51	Cumple
Nivel 6	99309.334	49654.667	19430.104	Cumple
Nivel 5	126610.322	63305.161	27300.988	Cumple
Nivel 4	138015.162	69007.581	11404.84	Cumple
Nivel 3	178333.985	89166.9925	40318.823	Cumple
Nivel 2	239265.531	119632.766	60931.546	Cumple
Nivel 1	367026.107	183513.054	127760.576	Cumple

Tabla 5-9 Verificación de rigidez por piso en dirección Y.

Podemos observar que nuestro edificio cumple con esta condición.

11. “La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.”

Resistencia al corte en X

Nivel	Corte X (Ton)	50% Vx	Vx-Vn-1	Estado
Azotea	208.069	104.035	-	-
Nivel 7	429.360	214.680	177.270	Cumple
Nivel 6	606.630	303.315	140.576	Cumple
Nivel 5	747.206	373.603	113.627	Cumple
Nivel 4	860.833	430.417	79.887	Cumple
Nivel 3	940.720	470.360	42.995	Cumple
Nivel 2	983.714	491.857	21.161	Cumple
Nivel 1	1004.875	502.438	-	-

Tabla 5-10 Resistencia al corte por piso en dirección X.

Resistencia al corte en Y

Nivel	Corte y (Ton)	50% Vy	Vy-Vn-1	Estado
Azotea	208.067	104.033	-	-
Nivel 7	427.906	213.953	175.402	Cumple
Nivel 6	603.308	301.654	138.662	Cumple
Nivel 5	741.970	370.985	112.119	Cumple
Nivel 4	854.089	427.044	78.908	Cumple
Nivel 3	932.996	466.498	42.388	Cumple
Nivel 2	975.385	487.692	20.934	Cumple
Nivel 1	996.318	498.159	-	-

Tabla 5-11 Resistencia al corte por piso en dirección Y.

Observamos que nuestro edificio cumple para esta condición.

12. “En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.”

La vibración torsional ocurre cuando el centro de masa de un edificio no coincide con su centro de rigidez. Ante esta acción el edificio tiende a girar respecto a su centro de rigidez, lo que causa grandes incrementos en las fuerzas laterales que actúan sobre los elementos perimetrales de soporte de manera proporcional a sus distancias al centro de ubicación.

El centro de masa (cm) de un sistema es el punto geométrico que dinámicamente se comporta como que si en él estuviera aplicada la resultante de las fuerzas externas del sistema.

El centro de rigidez (cr) es el punto con respecto al cual el edificio se mueve desplazándose como un todo, es el punto donde se pueden considerar concentradas las rigideces de todos los marcos. Si el edificio presenta rotaciones será con respecto a este punto.

Nivel	CENTRO DE MASA		CENTRO DE RIGIDEZ	
Nivel	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)
Azotea	12.519	19.009	12.005	19.498
Piso 7	12.444	19.126	12.006	19.495
Piso 6	12.444	19.126	12.007	19.492
Piso 5	12.444	19.126	12.009	19.487
Piso 4	12.440	19.129	12.011	19.480
Piso 3	12.420	19.127	12.016	19.466
Piso 2	12.012	17.895	12.019	19.438
Piso 1	12.001	17.893	12.010	19.422

Tabla 5-12 Centro de Masa y Rigidez por piso.

Por lo tanto, la excentricidad torsional estática es la distancia entre el en centro de masa y el centro de rigidez.

Excentricidad en el Eje Y				ESTADO
Nivel	ey (m)	Y (m)	10%Y (m)	
Azotea	0.489	32	3.20	Cumple
Piso 7	0.369	32	3.20	Cumple
Piso 6	0.366	32	3.20	Cumple
Piso 5	0.361	32	3.20	Cumple
Piso 4	0.351	32	3.20	Cumple
Piso 3	0.339	32	3.20	Cumple
Piso 2	1.543	35.506	3.5506	Cumple
Piso 1	1.529	35.506	3.5506	Cumple

Tabla 5.-13 Excentricidad en eje Y.

Excentricidad en el Eje X				ESTADO
Nivel	ex (m)	X (m)	10%X (m)	
Azotea	0.514	24	2.40	Cumple
Piso 7	0.438	24	2.40	Cumple
Piso 6	0.437	24	2.40	Cumple
Piso 5	0.435	24	2.40	Cumple
Piso 4	0.429	24	2.40	Cumple
Piso 3	0.404	24	2.40	Cumple
Piso 2	0.007	24	2.40	Cumple
Piso 1	0.009	24	2.40	Cumple

Tabla 5.-14 Excentricidad en eje X.

En los ejes “X” e “Y” se presenta una leve excentricidad que cumple con el requisito establecido por el reglamento.

Resumen de cumplimiento de los requisitos de regularidad según el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07).

Condición	Cumplimiento
1	No
2	Si
3	Si
4	Si
5	Si
6	Si
7	No
8	Si
9	Si
10	Si
11	Si
12	si

Tabla 5.-15 *Tabla de Resumen de cumplimiento de condiciones de regularidad. .*

5.4.1 Factor de reducción por ductilidad (Arto. 21)

Puesto que no se conoce de antemano el período natural de la estructura, tendremos:

$$Q' = Q$$

Donde Q es el factor de comportamiento sísmico. Para esta estructura, cuya resistencia lateral es provista por marcos especiales con arriostramiento concéntrico.

$$Q = 3 \Rightarrow Q' = 3$$

Corrigiendo por el factor 0.8 para estructuras irregulares (RNC-07 Arto. 23 inciso b), resulta

$$Q' = 3 \times 0.8 = 2.4$$

Este valor es válido para toda dirección de la estructura.

5.5 Análisis dinámico modal espectral.

5.5.1 Caracterización sísmica según el RNC-07

El Reglamento Nacional de la construcción en el artículo 17 señala que toda estructura deberá ser diseñada y construida para resistir las cargas sísmicas que se calcularán a continuación.

5.5.1.1 Grupo (Arto. 20)

El edificio está ocupado por oficinas (despachos), por lo cual queda clasificada como una estructura de normal importancia y perteneciente al Grupo B.

5.5.1.2 Factor de reducción por sobrerresistencia (Arto. 22)

$$\Omega = 2$$

5.5.1.3 Factor de amplificación por tipo de suelo.

Managua está en la Zona C. Suponiendo un suelo tipo II

$$S = 1.5$$

Aceleración máxima del terreno (del mapa de isoaceleraciones del RNC-07)

$$a_0 = 0.31$$

5.5.1.4 Máxima aceleración espectral, S_d .

$$S * d = S(2.7a_0) = 1.5 * 2.7 * 0.31 = 1.26$$

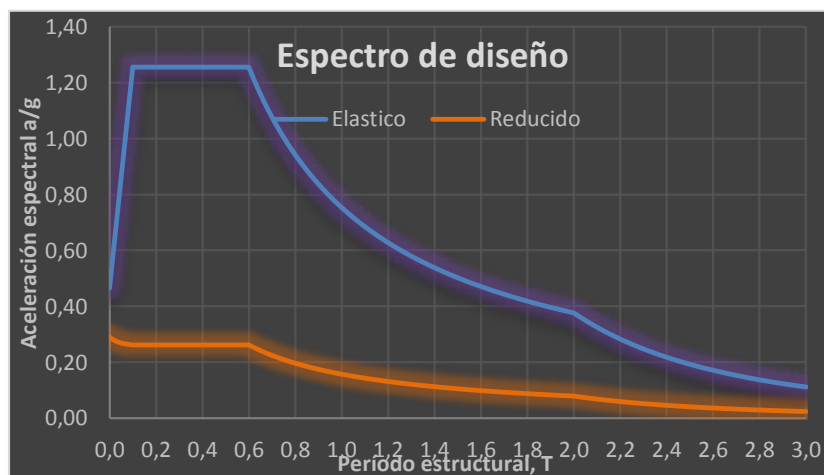


Figura 5-6 Espectro de diseño. (Ver anexo 18)

Fuente: Elaboración propia.

5.5.2 Comprobación de la inclusión de los modos naturales

El Reglamento Nacional de la construcción en el artículo 33 refiere que: “Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura”.

	Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
▶	Modal	Acceleration	UX	100	100
	Modal	Acceleration	UY	100	100
	Modal	Acceleration	UZ	0	0

Figura 5-7 Participación de carga modal estática y dinámica.

Fuente: ETABS 2016V16.2.0

5.5.3 Periodo estructural.

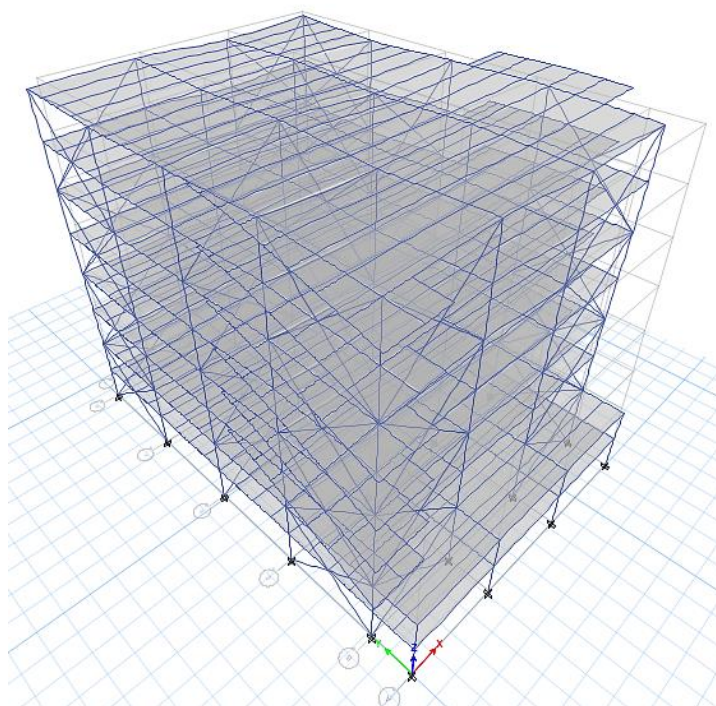


Figura 5-8 Modo 1 con traslación en X, 0.66.

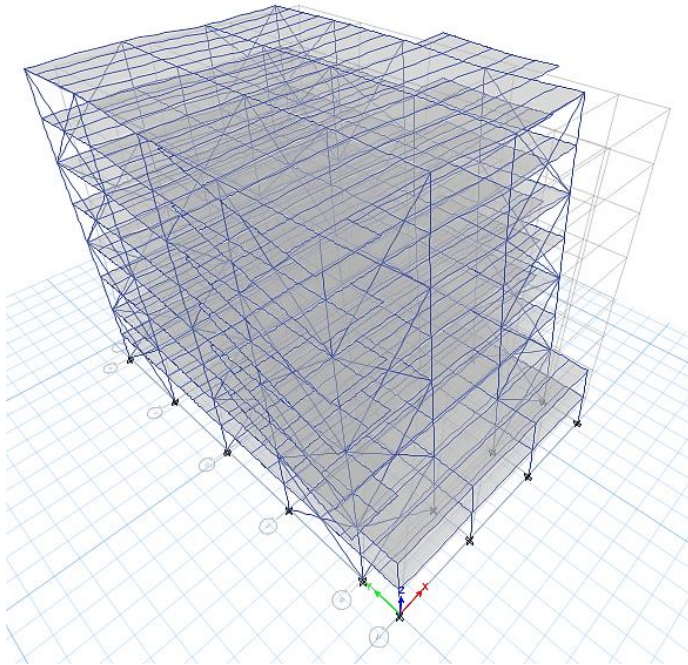


Figura 5-9 Modo 2 con traslación en Y, 0.616.

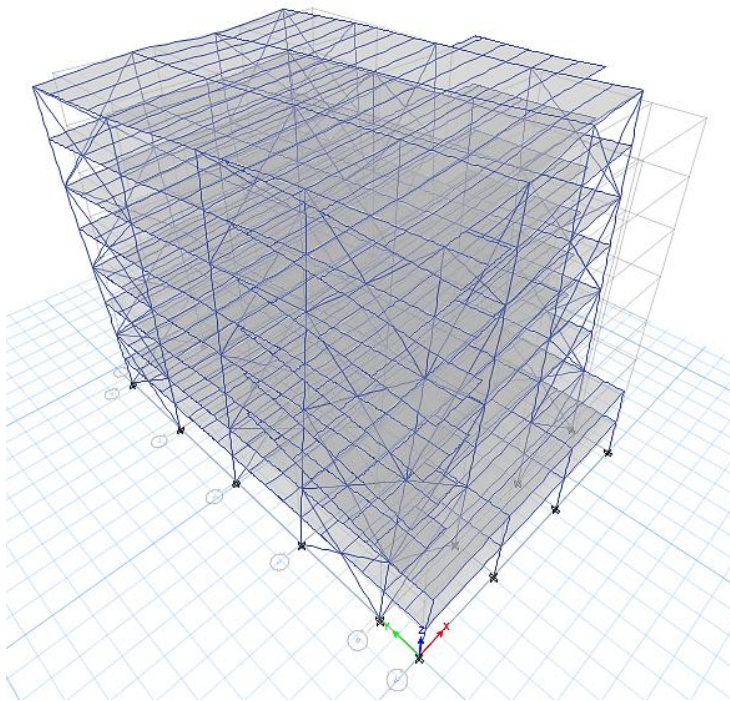


Figura 5-10 Modo 3 con rotación en Z, 0.448.

5.5.3 Parámetros de Análisis sísmico según ASCE 7-10.

Podemos determinar un periodo fundamental aproximado de la estructura de acuerdo a la sección 12.8.2.1 de las especificaciones ASCE 7- 10 y su clasificación categorica.

Categoría de riesgo	II	(Tabla 1.5-1)
Factor de importancia para sismo, I_e	1	(Tabla 1.5-2)
Tipo de Suelo	D	(Del estudio de suelo)
Categoría de diseño sísmico	D	(Tabla 11.6-1)
Factor de redundancia, ρ	1.3	(Sec. 12.3.4.2)

Marcos Especiales con Arriostramiento Concéntrico (SCBF) – Tabla 12.2-1

$$R = 6 \quad \Omega = 3 \quad C_d = 5$$

5.5.3.1 Parámetros de aceleraciones máximas.

Los cálculos siguientes están basados en las secciones 11.4.1 a 11.4.4 del ASCE 7-10. Los valores de los parámetros de aceleraciones son tomados del estudio RESIS II para la ciudad de Managua, con período de retorno de 500 años.

Según los valores de la evolución de amenazas sísmicas en centro américa RESIS II. Los parámetros de aceleraciones máximas o valor de PGA (del Inglés Peak Grund Acceleration) correspondientes en la Tabla 5.3 Parámetros de Amenaza para Diferentes periodos de retornos en Managua son:

Siendo el valor de la gravedad: $g = 9.807 \frac{m}{s^2}$

$$S_5 := 1138 \frac{cm}{s^2} = 1.16 \text{ } g \quad S_1 := 288 \frac{cm}{s^2} = 0.294 \text{ } g$$

5.5.3.2 Coeficientes de Sitio según Tabla 11.4 ASCE 7-10.

Los valores obtenidos pueden ser encontrados en la tabla 11.4-1 y 11.4-2 que depende de nuestra clase de sitio, debido a que los valores de las aceleraciones no son exactos se interpola para obtener el resultado un poco más preciso.

$$F_a := 1.04 \quad F_v := 1.81$$

5.5.3.3 Parámetros ajustados por la clase de sitio para la Aceleración de la respuesta espectral.

$$S_{MS} := F_a \cdot S_S = 1.207 \text{ g} \quad S_{M1} := F_v \cdot S_1 = 0.532 \text{ g}$$

5.5.3.4 Parámetros de Diseño a la respuesta aceleración espectral.

$$S_{D1} := \frac{2}{3} \cdot S_{M1} = 0.354 \text{ g} \quad S_{DS} := \frac{2}{3} \cdot S_{MS} = 0.805 \text{ g} \quad \text{Cap.11.4.4 AISC7-10}$$

5.5.3.5 Parámetros de Diseño a la respuesta aceleración espectral.

Se utiliza la sección 12.8.2 de la ASCE 7-10 para determinar si el período en cada dirección no excede el valor máximo $C_u T_a$

$$h_n := 29.4 \text{ m} = 96.457 \text{ ft}$$

$$C_u := 1.4 \quad \text{Coeficiente de límite superior (Tabla 12.8-1 AISC 7-10)}$$

$$C_t := 0.02 \quad \text{Valores de Parámetro para periodo aproximado}$$

Tabla 12.8-2 AISC 7-10

$$X := 0.75$$

$$T_a = c_t \cdot (h_n)^X = 0.616 \text{ s}$$

$$C_u \cdot T_a = 0.862 \text{ s}$$

Debido a que el período obtenido del análisis estructural tridimensional $T = 0.66$ s es menor que 0.862 s, se puede utilizar los períodos calculados con ETABS para la reducción de las fuerzas sísmicas del análisis estático.

Mode	Periodo (seg)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
1	0.660	33.990	40.880	0.090
2	0.616	41.920	34.900	0.020
3	0.448	0.140	0.010	77.730
4	0.211	7.220	8.500	0.030
5	0.201	7.670	6.620	0.030
6	0.149	0.020	0.004	13.550
7	0.112	2.270	2.190	0.020
8	0.110	2.040	2.150	0.010
9	0.083	0.020	0.003	4.110
10	0.079	0.890	1.080	0.010
11	0.078	1.030	0.880	0.040
12	0.065	0.710	0.500	0.030
13	0.064	0.410	0.700	0.030
14	0.060	0.060	0.000	1.870
15	0.055	0.290	0.210	0.001
16	0.055	0.200	0.280	0.000
17	0.050	0.150	0.050	0.030
18	0.050	0.030	0.160	0.030
19	0.049	0.050	0.001	0.920
20	0.042	0.000	0.001	0.450
21	0.040	0.760	0.000	0.080
22	0.039	0.001	0.870	0.003
23	0.039	0.090	0.020	0.100
24	0.031	0.030	0.000	0.820
Total		99.980	100.000	99.981

Tabla 5-11 Porcentaje de participación de masa.

La tabla anterior muestra los periodos de vibración de la estructura así como los pesos modales efectivos para los 24 modos, se puede observar que el primer modo tiene una participación en ambas direcciones predominando la del eje Y; el segundo modo tiene una mayor participación en el eje X, pero igual hay participación en

ambas direcciones, finalmente el tercer modo tiene su participación en la rotación en Z. Adicionalmente se aprecia que al considerar los primeros diez modos se aporta más del 90% de la masa de la estructura.

5.5.4 Revisión del cortante basal.

El inciso a) del Arto. 33 en el Reglamento Nacional de la Construcción manifiesta que para cada dirección considerada se debe cumplir la siguiente relación entre el cortante basal estático y el cortante basal dinámico:

$$V_D \geq 0.8 \frac{a}{\Omega Q'} W_0 \quad 5-1$$

En donde el cortante dinámico V_D , no debe ser menor que el 80% del valor del cortante basal estático. De lo contrario se deben de incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción en el V_D que iguale este valor; a y Q' se calculan para el periodo fundamental de estructura en la dirección de análisis.

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf
Sismo X	-1208.1103	0
Sismo Y	0	-1208.1103
SDX Max	1062.0631	457.2439
SDY Max	457.2439	1053.0194

Tabla 5-12 Cortante basal.

Dirección X

$$\frac{1062.06}{1208.110} = 0.88 \geq 0.80$$

Dirección Y

$$\frac{1053.02}{1208.110} = 0.87 \geq 0.80$$

El Cortante basal dinámico es mayor que el 80% del cortante basal estático para ambas direcciones, por lo tanto no hay que realizar ni una modificación.

5.5.5 Revisión de los desplazamientos

Los desplazamientos fueron determinados mediante el programa de ETABS v16.2.0 considerando el esfuerzo de las fuerzas sísmicas en cada dirección de análisis. Los resultados se revisaron con las condiciones de límite de servicio y colapso como lo establece el artículo 34 del RNC-07.

De acuerdo al artículo 34, los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q'\Omega/2.5$. Mientras que los desplazamientos en condiciones de colapso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicado por el factor $Q\Omega$.

Estado límite de Servicio							Estado límite de Colapso			Condicion
Nivel	H m	X-Dir m	$\Delta j - \Delta i$ m	$\Delta j - \Delta i$ Servicio	$\Delta j - \Delta i$ Serv/H	$\Delta j - \Delta i$ P.Servicio	$\Delta j - \Delta i$ Colapso	$\Delta j - \Delta i$ Colap/H	$\Delta j - \Delta i$ P.Colapso	
1	3.15	0.0031	0.0031	0.0060	0.0019	0.0040	0.0188	0.0060	0.0200	Cumple
2	3.15	0.0078	0.0046	0.0089	0.0028	0.0040	0.0278	0.0088	0.0200	Cumple
3	3.85	0.0136	0.0059	0.0112	0.0029	0.0040	0.0351	0.0091	0.0200	Cumple
4	3.85	0.0204	0.0068	0.0131	0.0034	0.0040	0.0409	0.0106	0.0200	Cumple
5	3.85	0.0268	0.0064	0.0123	0.0032	0.0040	0.0385	0.0100	0.0200	Cumple
6	3.85	0.0334	0.0065	0.0125	0.0033	0.0040	0.0391	0.0102	0.0200	Cumple
7	3.85	0.0391	0.0057	0.0110	0.0029	0.0040	0.0343	0.0089	0.0200	Cumple
8	3.85	0.0438	0.0047	0.0091	0.0024	0.0040	0.0284	0.0074	0.0200	Cumple

Tabla 5-13 Análisis del desplazamiento en la dirección X.

Estado límite de Servicio							Estado límite de Colapso			Condición
Nivel	H m	Y-Dir m	$\Delta j - \Delta i$ m	$\Delta j - \Delta i$ Servicio	$\Delta j - \Delta i$ Serv/H	$\Delta j - \Delta i$ P.Servicio	$\Delta j - \Delta i$ Colapso	$\Delta j - \Delta i$ Colap/H	$\Delta j - \Delta i$ P.Colapso	
1	3.15	0.0029	0.0029	0.0056	0.0018	0.0040	0.0174	0.0055	0.0200	Cumple
2	3.15	0.0073	0.0044	0.0084	0.0027	0.0040	0.0261	0.0083	0.0200	Cumple
3	3.85	0.0129	0.0056	0.0108	0.0034	0.0040	0.0338	0.0107	0.0200	Cumple
4	3.85	0.0195	0.0066	0.0126	0.0033	0.0040	0.0395	0.0103	0.0200	Cumple
5	3.85	0.0257	0.0062	0.0119	0.0031	0.0040	0.0373	0.0097	0.0200	Cumple
6	3.85	0.0321	0.0064	0.0123	0.0032	0.0040	0.0383	0.0100	0.0200	Cumple
7	3.85	0.0377	0.0056	0.0108	0.0028	0.0040	0.0338	0.0088	0.0200	Cumple
8	3.85	0.0425	0.0047	0.0091	0.0024	0.0040	0.0284	0.0074	0.0200	Cumple

Tabla 5 -14 Análisis del desplazamiento en la dirección Y.

Donde:

X-Dir: Deriva en X. Y-Dir: Deriva en Y.

$\Delta j - \Delta i$: Diferencia de deriva entre el piso superior al inferior.

$\Delta j - \Delta i$ Servicio: Es la diferencia de deriva entre piso multiplicada por el factor $Q'\Omega/2.5$.

$\Delta j - \Delta i$ P. Servicio: Limite de deriva entre piso.

La revisión de los desplazamientos laterales se hizo de acuerdo al inciso b) y c) del artículo 34 del RNC-07. En la tabla 5.7 y tabla 5.8 se observa que se cumple con el estado límite de servicio y de colapso establecido por la norma.

CAPITULO VI

6. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Antes de iniciar los cálculos estructurales debemos dar una pequeña introducción del programa empleado para este proceso.

Mathcad es un software de computadora diseñado principalmente para la verificación, validación, documentación y re-uso de cálculos de ingeniería. Se introdujo al mercado en 1986 en DOS (Disk Operating System), fue el primero en introducir edición en vivo de la notación matemática combinada con computación automática. Distribuido por PTC (Parametric Technology Corporation) es muy visual y permite el uso de plantillas de funciones en las que solo es necesario escribir los valores deseados, incluso para graficar funciones.

Mathcad es un entorno de documentación técnica con prestaciones de cálculo numérico y simbólico, que permite explorar problemas, formular ideas, analizar datos, modelar y chequear escenarios, determinar la mejor solución, como así también documentar, presentar y comunicar los resultados.

Sin más que agregar al respecto de esta herramienta proseguiremos al análisis de los elementos estructurales propuestos en Etabs 2016.

6.1.1.2 Propiedades de los materiales (acero ASTM - A992).

General Data

Material Name: A992Fy50

Material Type: Steel

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Yellow Box] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.000284 kip/in³

Mass per Unit Volume: 0.000001 kip-s²/in⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 29000 kip/in²

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Shear Modulus, G: 11153.846 kip/in²

Material Name and Type

Material Name: A992Fy50

Material Type: Steel, Isotropic

Design Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 50 kip/in²

Minimum Tensile Strength, Fu: 65 kip/in²

Effective Yield Stress, Fye: 55 kip/in²

Effective Tensile Strength, Fue: 71.5 kip/in²

Figura 6-2: Propiedades del Acero, Fuente: ETABS

$$F_{yb} := 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tensión cedente de la viga.

$R_{yb} := 1.1$ Factor de sobre-resistencia en vigas

$$F_{yc} := 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tensión cedente de la columna.

$R_{yc} := 1.1$ Factor de sobre-resistencia en columnas

$$F_{ya} := 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tensión cedente en arriostramientos.

$R_{ya} := 1.1$ Factor de sobre-resistencia en arriostramientos

$$E := 29000 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Módulo de Elasticidad.

6.1.1.3 Definición de propiedades de perfiles a utilizar.

6.1.1.3.1 Viga W24x55:

a) Datos de la sección.

$d_b := 23.60 \text{ in}$	Altura de la sección	$A_b := 16.20 \text{ in}^2$	Área gruesa
$b_{fb} := 7.01 \text{ in}$	Ancho del ala	$S_{xb} := 114 \text{ in}^3$	Módulo Elástico en X
$t_{fb} := 0.5 \text{ in}$	Espesor del ala	$Z_{xb} := 134 \text{ in}^3$	Módulo plástico en X
$t_{wb} := 0.4 \text{ in}$	Espesor del alma	$I_{xb} := 1350 \text{ in}^4$	Inercia en X
$k_b := 1.01 \text{ in}$	Espesor del ala más radio de curvatura	$I_{yb} := 29.10 \text{ in}^4$	Inercia en Y
		$J_b := 1.18 \text{ in}^4$	Constante torsional

b) Cálculo de propiedades.

$r_{xb} := \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} = 9.129 \text{ in}$	Radio de giro en X
$r_{yb} := \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} = 1.34 \text{ in}$	Radio de giro en Y
$h_b := d_b - 2 k_b = 21.58 \text{ in}$	Altura libre del alma
$h_{ob} := d_b - t_{fb} = 23.1 \text{ in}$	Distancia entre los centroides de las alas.

6.1.1.3.2 Columna W14x426:

a) Datos de la sección.

$d_{c1} := 18.7 \text{ in}$	Altura de la sección	$A_{c1} := 125 \text{ in}^2$	Área gruesa
$b_{fc1} := 16.7 \text{ in}$	Ancho del ala	$S_{xc1} := 706 \text{ in}^3$	Módulo Elástico en X
$t_{fc1} := 3.04 \text{ in}$	Espesor del ala	$Z_{xc1} := 869 \text{ in}^3$	Módulo plástico en X
$t_{wc1} := 1.88 \text{ in}$	Espesor del alma	$I_{xc1} := 6600 \text{ in}^4$	Inercia en X
$k_{c1} := 3.63 \text{ in}$	Espesor del ala más radio de curvatura	$I_{yc1} := 2360 \text{ in}^4$	Inercia en Y

$$J_{c1} := 331 \text{ in}^4 \quad \text{Constante torsional}$$

b) Cálculo de propiedades.

$$r_{xc1} := \sqrt{\frac{I_{xc1}}{A_{c1}}} = 7.266 \text{ in} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_{yc1} := \sqrt{\frac{I_{yc1}}{A_{c1}}} = 4.345 \text{ in} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

$$h_{c1} := d_{c1} - 2 k_{c1} = 11.44 \text{ in} \quad \text{Altura libre del alma}$$

$$h_{oc1} := d_{c1} - t_{fc1} = 15.66 \text{ in} \quad \text{Distancia entre los centroides de las alas.}$$

6.1.1.3.3 Columna W14x283:

a) Datos de la sección.

$d_{c2} := 16.7 \text{ in}$	Altura de la sección	$A_{c2} := 83.3 \text{ in}^2$	Área gruesa
$b_{fc2} := 16.1 \text{ in}$	Ancho del ala	$S_{xc2} := 459 \text{ in}^3$	Módulo Elástico en X
$t_{fc2} := 2.07 \text{ in}$	Espesor del ala	$Z_{xc2} := 542 \text{ in}^3$	Módulo plástico en X
$t_{wc2} := 1.29 \text{ in}$	Espesor del alma	$I_{xc2} := 3840 \text{ in}^4$	Inercia en X
$k_{c2} := 2.67 \text{ in}$	Espesor del ala más radio de curvatura	$I_{yc2} := 1440 \text{ in}^4$	Inercia en Y
		$J_{c2} := 104 \text{ in}^4$	Constante torsional

b) Cálculo de propiedades.

$$r_{xc2} := \sqrt{\frac{I_{xc2}}{A_{c2}}} = 6.79 \text{ in} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_{yc2} := \sqrt{\frac{I_{yc2}}{A_{c2}}} = 4.158 \text{ in} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

$$h_{c2} := d_{c2} - 2 k_{c2} = 11.36 \text{ in} \quad \text{Altura libre del alma}$$

$$h_{oc2} := d_{c2} - t_{fc2} = 14.63 \text{ in} \quad \text{Distancia entre los centroides de las alas.}$$

6.1.1.3.4 Columna W14x176:

a) Datos de la sección.

$d_{c3} := 15.2 \text{ in}$	Altura de la sección	$A_{c3} := 51.8 \text{ in}^2$	Área gruesa
$b_{fc3} := 15.7 \text{ in}$	Ancho del ala	$S_{xc3} := 281 \text{ in}^3$	Módulo Elástico en X
$t_{fc3} := 1.31 \text{ in}$	Espesor del ala	$Z_{xc3} := 320 \text{ in}^3$	Módulo plástico en X
$t_{wc3} := 0.83 \text{ in}$	Espesor del alma	$I_{xc3} := 2140 \text{ in}^4$	Inercia en X
$k_{c3} := 1.91 \text{ in}$	Espesor del ala más radio de curvatura	$I_{yc3} := 838 \text{ in}^4$	Inercia en Y
		$J_{c3} := 26.5 \text{ in}^4$	Constante torsional

b) Cálculo de propiedades.

$$r_{xc3} := \sqrt{\frac{I_{xc3}}{A_{c3}}} = 6.427 \text{ in} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_{yc3} := \sqrt{\frac{I_{yc3}}{A_{c3}}} = 4.022 \text{ in} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

$$h_{c3} := d_{c3} - 2 k_{c3} = 11.38 \text{ in} \quad \text{Altura libre del alma}$$

$$h_{oc3} := d_{c3} - t_{fc3} = 13.89 \text{ in} \quad \text{Distancia entre los centroides de las alas.}$$

6.1.1.3.5 Arriostramiento W10x68:

a) Datos de la sección.

$d_a := 10.4 \text{ in}$	Altura de la sección	$A_a := 19.9 \text{ in}^2$	Área gruesa
$b_{fa} := 10.1 \text{ in}$	Ancho del ala	$S_{xa} := 75.7 \text{ in}^3$	Módulo Elástico en X
$t_{fa} := 0.77 \text{ in}$	Espesor del ala	$Z_{xa} := 85.3 \text{ in}^3$	Módulo plástico en X
$t_{wa} := 0.47 \text{ in}$	Espesor del alma	$I_{xa} := 394 \text{ in}^4$	Inercia en X

$$k_a := 1.27 \text{ in} \quad \text{Espesor del ala más radio de curvatura} \quad I_{ya} := 134 \text{ in}^4 \quad \text{Inercia en Y}$$

b) Cálculo de propiedades.

$$r_{xa} := \sqrt{\frac{I_{xa}}{A_a}} = 4.45 \text{ in} \quad \text{Radio de giro en X}$$

$$r_{ya} := \sqrt{\frac{I_{ya}}{A_a}} = 2.595 \text{ in} \quad \text{Radio de giro en Y}$$

$$h_a := d_a - 2 k_a = 7.86 \text{ in} \quad \text{Altura libre del alma}$$

$$h_{oa} := d_a - t_{fa} = 9.63 \text{ in} \quad \text{Distancia entre los centroides de las alas.}$$

6.1.2 Diseño sísmoresistente del arriostramiento W10x68:

6.1.2.1 Revisión del pandeo local.

Las alas y el alma de los perfiles de arriostramiento deben cumplir con las condiciones de alta ductilidad para los sistemas SCBF, conforme a la norma ANSI/AISC 341.

a) Para las alas se tiene:

$$\lambda_{ala} := \frac{b_{fa}}{2 t_{fa}} = 6.558 \quad \text{Esbeltez del ala de arriostramiento}$$

$$\lambda_{ala_max} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} = 7.225 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de arriostramiento (Criterio AISC 341-10)}$$

$$\text{if}(\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala_max}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\lambda_{ala_max16} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{ya} \cdot F_{ya}}} = 7.348 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de arriostramiento (Criterio AISC 341-16)}$$

$$\text{if}(\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala_max16}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

b) Para el alma se tiene:

$$\lambda_{\text{alma}} := \frac{h_a}{t_{wa}} = 16.723 \quad \text{Esbeltez del alma de arriostramiento}$$

$$\lambda_{\text{alma_max}} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} = 35.884 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de arriostramiento (Criterio AISC 341-10)}$$

if ($\lambda_{\text{alma}} \leq \lambda_{\text{alma_max}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

$$\lambda_{\text{alma_max16}} := 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{ya} \cdot F_{ya}}} = 36.051 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de arriostramiento (Criterio AISC 341-16)}$$

if ($\lambda_{\text{alma}} \leq \lambda_{\text{alma_max16}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

6.1.2.2 Revisión de la relación de esbeltez.

$$\frac{KL}{r} < 200 \quad \text{La esbeltez de los arriostramientos está limitada a un máximo de 200}$$

$$L_{1a} = 200.45 \text{ in} \quad \text{Longitud del arriostramiento con respecto a H1}$$

$$L_{2a} = 218.575 \text{ in} \quad \text{Longitud del arriostramiento con respecto a H2}$$

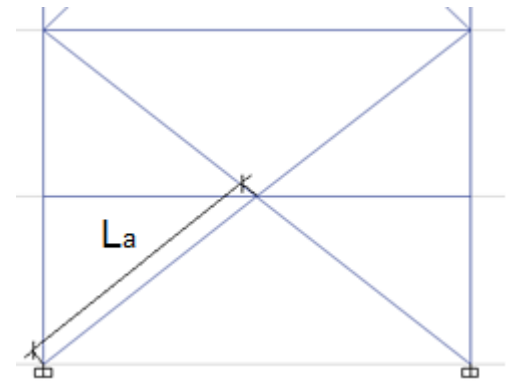


Figura 6-3 Longitud de arriostramiento. Fuente: ETABS.

$$K_a := 1 \quad \text{Factor de longitud efectiva del arriostramiento.}$$

$$F_{La} := 1 \quad \text{Factor de longitud libre del arriostramiento, tomando en cuenta las dimensiones de vigas, columnas y conexiones.}$$

$$L_{L1a} := F_{La} \cdot L_{1a} = 200.45 \text{ in} \quad \text{Longitud libre del arriostramiento con respecto a H1.}$$

$$L_{L2a} := F_{La} \cdot L_{2a} = 218.575 \text{ in} \quad \text{Longitud libre del arriostramiento con respecto a H2.}$$

$r_{ya} = 2.595$ in Radio de giro en Y

$$K_a \cdot \frac{L_{L1a}}{r_{ya}} = 77.247 \quad L_{b1a} := L_{L1a} = 200.45 \text{ in} \quad L_{b2a} := L_{L2a} = 218.575 \text{ in}$$

$$\text{if} \left(K_a \cdot \frac{L_{L1a}}{r_{ya}} \leq 200, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

6.1.2.3 Fuerzas axiales.

6.1.2.3.1 Fuerzas axiales ultimas:

a) Para los arriostres en la dirección X.

Combinación de carga que requerida: **1.2CM + CV - Sx - 0.3Sy**

$$P_{ux_tension_a} := 380.610 \text{ kip}$$

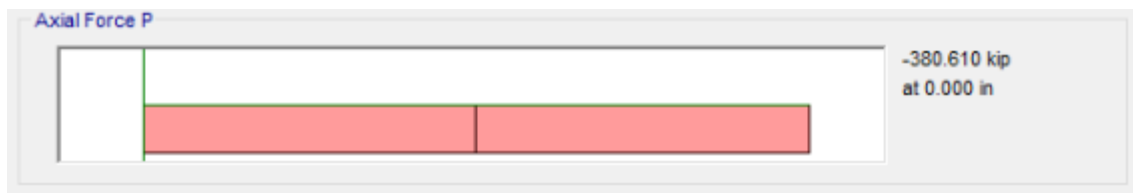


Figura 6-4: Fuerza Axial a tensión para arriostres en dirección de X. Fuente: ETABS

$$P_{ux_compresion_a} := 210.172 \text{ kip}$$

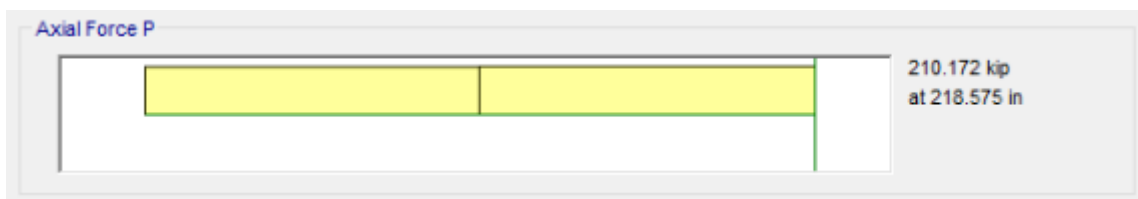


Figura 6-5: Fuerza Axial a tensión para arriostres en dirección de X. Fuente: ETABS

b) Para los arriostres en la dirección Y.

Combinación de carga que requerida: **1.2CM + CV - 0.3Sx + Sy**

$$P_{uy_tension_a} := 389.752 \text{ kip}$$

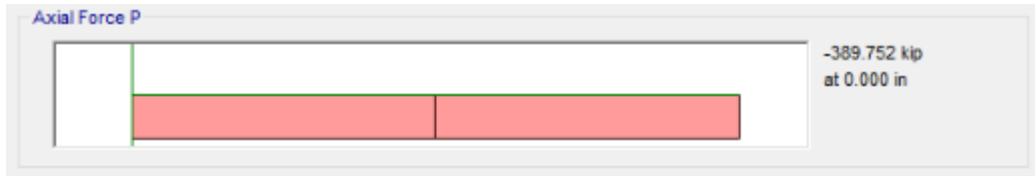


Figura 6-6: Fuerza Axial a tensión para arriostres en dirección de Y. Fuente: ETABS

$$P_{uy_compresion_a} := 194.897 \text{ kip}$$

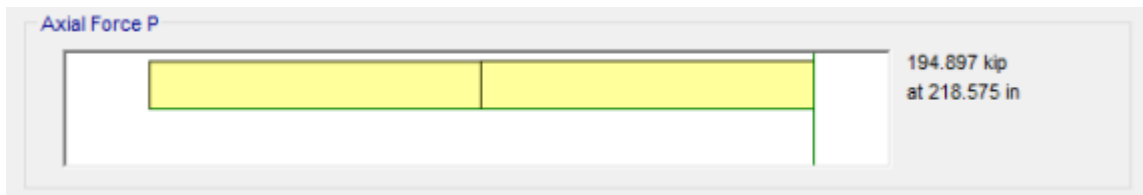


Figura 6-7: Fuerza Axial a compresión para arriostres en dirección de Y. Fuente: ETABS

6.1.2.3.2 Fuerzas axiales de diseño:

$$P_{u_a} := \max(P_{ux_tension_a}, P_{uy_tension_a}, P_{ux_compresion_a}, P_{uy_compresion_a}) = 389.752 \text{ kip}$$

6.1.2.4 Revisión a compresión.

$$L_{L1a} := 200.45 \text{ in} \quad \text{Longitud libre del arriostramiento con respecto a H1.}$$

$$L_{L2a} := 218.575 \text{ in} \quad \text{Longitud libre del arriostramiento con respecto a H2.}$$

$$K_a := 1 \quad \text{Factor de longitud efectiva del arriostramiento.}$$

$$E_{max1} := K_a \cdot \frac{L_{L1a}}{r_{ya}} = 77.247 \quad \text{Esbeltez máxima, en este caso siempre se usa el radio de giro menor, ya que tiene la misma longitud arriostrada en ambas direcciones.}$$

$$E_{max2} := K_a \cdot \frac{L_{L2a}}{r_{ya}} = 84.232$$

$$E_{limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ya}}} = 113.432$$

El límite de esbeltez del arriostramiento, para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico, es el siguiente:

$$\text{if } (E_{\max 1} \leq E_{\text{limite}}, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$

$$\text{if } (E_{\max 2} \leq E_{\text{limite}}, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$

También, se puede expresar en función del cociente de la tensión cedente entre la tensión del pandeo elástico, de la forma siguiente:

$$F_{e1} := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{\max 1}^2} = 47.966 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad \frac{F_{ya}}{F_{e1}} = 1.042$$

$$\text{if } \left(\frac{F_{ya}}{F_{e1}} \leq 2.25, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"} \right) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$

$$F_{e2} := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{\max 2}^2} = 40.341 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad \frac{F_{ya}}{F_{e2}} = 1.239$$

$$\text{if } \left(\frac{F_{ya}}{F_{e2}} \leq 2.25, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"} \right) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear de una manera más simple:

$$\lambda_{c1} := \frac{E_{\max 1}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{ya}}{E}} = 1.021$$

$$\text{if } (\lambda_{c1} \leq 1.5, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$

$$\lambda_{c2} := \frac{E_{\max 2}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{ya}}{E}} = 1.113$$

$$\text{if } (\lambda_{c2} \leq 1.5, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$

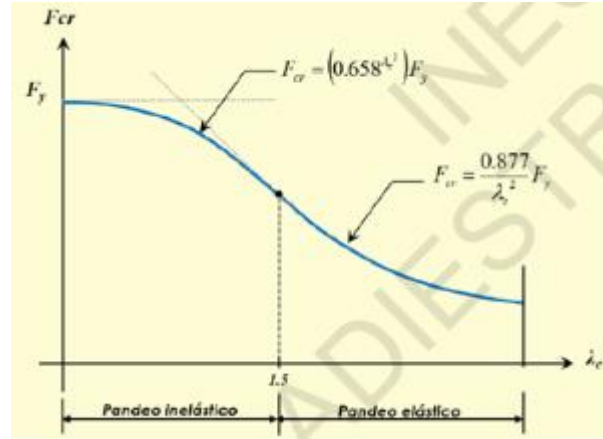


Figura 6-8: Comportamiento Inelástico del Acero.
Fuente: Master Internacional de Estructura INESA.

$$F_{cr1} := \text{if} \left(\lambda_{c1} \leq 1.5, 0.658^{\lambda_{c1}^2} \cdot F_{ya}, \frac{0.877}{\lambda_{c1}^2} \cdot F_{ya} \right) = 32.321 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad \text{Tensión crítica de pandeo}$$

$$F_{cr2} := \text{if} \left(\lambda_{c2} \leq 1.5, 0.658^{\lambda_{c2}^2} \cdot F_{ya}, \frac{0.877}{\lambda_{c2}^2} \cdot F_{ya} \right) = 29.763 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$P_{n_compresion_a} := F_{cr2} \cdot A_a = 592.28 \text{ kip} \quad \text{Resistencia nominal a compresión}$$

$$\phi P_{n_compresion_a} := \phi \cdot P_{n_compresion_a} = 533.052 \text{ kip} \quad \text{Resistencia minorada a compresión}$$

$$\frac{P_{u_a}}{\phi P_{n_compresion_a}} = 0.731 \quad \text{Relación Demanda/capacidad a compresión}$$

$$\text{if} \left(\frac{P_{u_a}}{\phi P_{n_compresion_a}} \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

6.1.2.5 Revisión a tracción.

$$P_{n_traccion_a} := A_a \cdot F_{ya} = 995 \text{ kip} \quad \text{Resistencia a tracción del arriostramiento}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración para resistencia a tracción}$$

$$\phi P_{n_traccion_a} := \phi \cdot P_{n_traccion_a} = 895.5 \text{ kip}$$

Resistencia de tracción minorada del arriostramiento.

$$\frac{P_{u_a}}{\phi P_{n_traccion_a}} = 0.435$$

Relación Demanda/capacidad a tracción.

$$\text{if} \left(\frac{P_{u_a}}{\phi P_{n_traccion_a}} \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

6.1.2.6 Revisión de resultados con ETABS.

$$P_{u_a} = 389.752 \text{ kip}$$

Fuerza axial de diseño.

$$\phi P_{n_compresion_a} = 533.052 \text{ kip}$$

Resistencia minorada a compresión.

$$\phi P_{n_traccion_a} = 895.5 \text{ kip}$$

Resistencia minorada a tracción.

$$\frac{P_{u_a}}{\phi P_{n_compresion_a}} = 0.731$$

Relación Demanda/capacidad a compresión

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)		
D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$	
0.737 =	0.73 + 0.007 + 0	
Axial Force and Capacities		
P_u Force (kip)	ϕP_{nc} Capacity (kip)	ϕP_{nt} Capacity (kip)
389.239	533.052	895.5

Tabla 6-1: Relación demanda capacidad. Fuente: ETABS.

6.1.3 Diseño sismoresistente de columna W14x426.

6.1.3.1 Fuerzas axiales y momentos últimos:

Combinación de carga que requerida: $0.9CM + CV - 0.3Sx - Sy$

$$P_{u_compresion_c1} := 1567.925 \text{ kip}$$



Figura 6-9: Esfuerzo a compresión en columna W14X426. Fuente: ETABS.

$$P_{u_traccion_c1} := 125.411 \text{ kip}$$

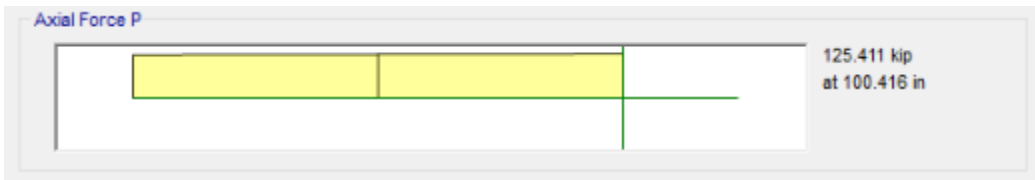


Figura 6-10: Esfuerzo a tracción en columna W14X426. Fuente: ETABS.

$$M_{u_compresion_c1} := 2520.245 \text{ kip}\cdot\text{in}$$



Figura 6-11: Momento a compresión en columna W14X426. Fuente: ETABS.

$$M_{u_traccion_c1} := 2333.816 \text{ kip}\cdot\text{in}$$

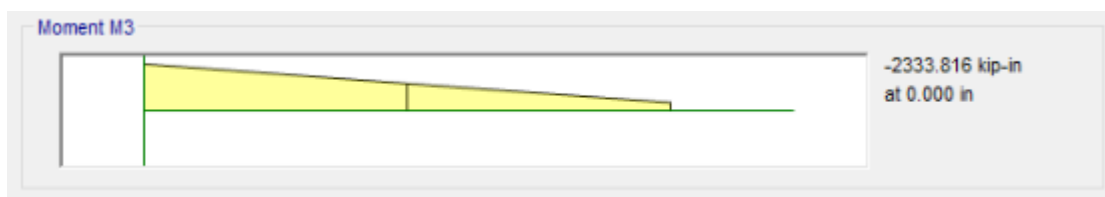


Figura 6-12: Momento a tracción en columna W14X426. Fuente: ETABS.

$$P_{uc_max_c1} := \max(P_{u_compresion_c1}, P_{u_traccion_c1}) = 1567.925 \text{ kip}$$

$$P_{u_c1} := P_{uc_max_c1} = 1567.925 \text{ kip}$$

$$M_{u_c1} := \max(M_{u_compresion_c1}, M_{u_traccion_c1}) = 2520.245 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

6.1.3.2 Revisión del pandeo local.

Las alas y el alma de los perfiles de las columnas deben cumplir con las condiciones de alta ductilidad, conforme a la norma ANSI/AISC 341, a fin de prevenir el pandeo local.

a) Para las alas se tiene:

$$\lambda_{ala} := \frac{b_{fc1}}{2 t_{fc1}} = 2.747 \quad \text{Esbeltez del ala de la Columna}$$

$$\lambda_{ala_max} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 7.225 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de la columna (Criterio AISC 341-10)}$$

$$\text{if}(\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala_max}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\lambda_{ala_max16} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 7.348 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de la columna (Criterio AISC 341-16)}$$

$$\text{if}(\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala_max16}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

b) Para el alma se plantea la revisión en función a la carga última a compresión.

$$P_{yc1} := A_{c1} \cdot F_{yc} = 6250 \text{ kip} \quad \text{Resistencia cedente axial de la columna}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h_{c1}}{t_{wc1}} = 6.085 \quad \text{Esbeltez del alma de la columna}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-10, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{uc_max_c1}}{\phi \cdot P_{yc1}} = 0.279 \quad \text{Relaci3n demanda /capacidad axial}$$

Para $C_a \leq 0.125$

$$\lambda_{alma_max1} := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (1 - 0.93 \cdot C_a) = 43.708$$

Para $C_a > 0.125$

$$\lambda_{alma_max2} := \max\left(0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (2.93 - C_a), 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}\right) = 49.165$$

$$\lambda_{alma_max10} := \text{if}(C_a \leq 0.125, \lambda_{alma_max1}, \lambda_{alma_max2}) = 49.165$$

$$\text{if}(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma_max10}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-16, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{uc_max_c1}}{\phi \cdot R_{yc} \cdot P_{yc1}} = 0.253$$

Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{alma_max1} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) = 43.461$$

Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{alma_max2} := \max\left(0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}\right) = 49.034$$

$$\lambda_{alma_max16} := \text{if}(C_a \leq 0.114, \lambda_{alma_max1}, \lambda_{alma_max2}) = 49.034$$

$$\text{if}(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma_max16}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.1.3.3 Revisión de la relación de esbeltez.

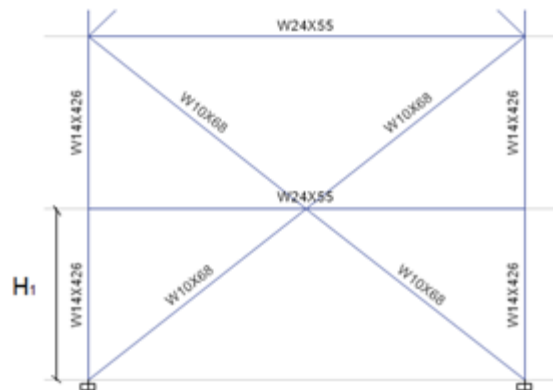


Figura 6-13: Longitud de columna según el primer Nivel. Fuente: ETABS.

$$\frac{KL}{r} < 200$$

La esbeltez de la columna está limitada a un máximo de 200.

$$H_1 = 124.016 \text{ in}$$

Longitud de la columna con respecto a H1

$$K_c := 1$$

Factor de longitud efectiva de la columna

$$F_{Lc} := 0.81$$

Factor de longitud libre de la columna, tomando en cuenta las dimensiones de vigas, arriostres y conexiones.

$$L_{c1} := F_{Lc} \cdot H_1 = 100.453 \text{ in}$$

Longitud libre de la columna.

$$r_{yc1} = 4.345 \text{ in}$$

Radio de giro en Y.

$$K_c \cdot \frac{L_{c1}}{r_{yc1}} = 23.119$$

$$\text{if} \left(K_a \cdot \frac{L_{c1}}{r_{yc1}} \leq 200, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

6.1.3.4 Revisión a compresión.

$$L_{c1} = 100.453 \text{ in}$$

Longitud libre de la columna.

$$K_c := 1$$

Factor de longitud efectiva del arriostramiento

$$E_{\max 1} := K_c \cdot \frac{L_{c1}}{r_{yc1}} = 23.119$$

Esbeltez máxima, en este caso siempre se usa el radio de giro menor, ya que tiene la misma longitud arriostrada en ambas direcciones.

$$E_{\limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 113.432$$

El límite de esbeltez de la columna, para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico, es el siguiente:

if ($E_{\max 1} \leq E_{\limite}$, "Pandeo Inelástico", "Pandeo Elástico") = "Pandeo Inelástico"

También, se puede expresar en función del cociente de la tensión cedente entre la tensión del pandeo elástico, de la forma siguiente.

$$F_{e1} := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{\max 1}^2} = 535.518 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

$$\frac{F_{yc}}{F_{e1}} = 0.093$$

if ($\frac{F_{ya}}{F_{e1}} \leq 2.25$, "Pandeo Inelástico", "Pandeo Elástico") = "Pandeo Inelástico"

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear de una manera más simple:

$$\lambda_{c1} := \frac{E_{\max 1}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} = 0.306$$

if ($\lambda_{c1} \leq 1.5$, "Pandeo Inelástico", "Pandeo Elástico") = "Pandeo Inelástico"

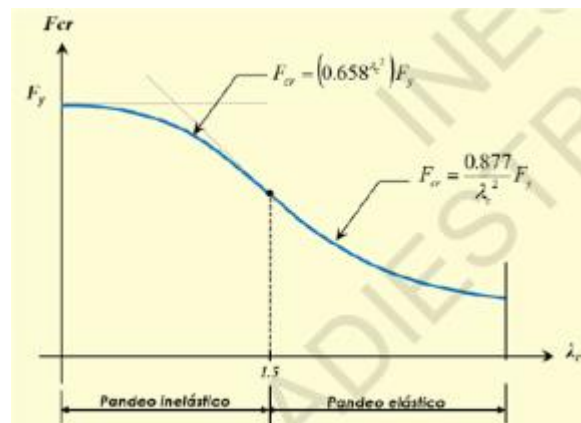


Figura 6-15 Comportamiento Inelástico del Acero. Fuente: Master Internacional de Estructura INESA.

$$F_{cr1} := \text{if} \left(\lambda_{c1} \leq 1.5, 0.658^{\lambda_{c1}^2} \cdot F_{ys}, \frac{0.877}{\lambda_{c1}^2} \cdot F_{ys} \right) = 48.084 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tensión crítica de pandeo.

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración.}$$

$$P_{n_compresion_c1} := F_{cr1} \cdot A_{c1} = 6010.467 \text{ kip} \quad \text{Resistencia nominal a compresión.}$$

$$\phi P_{n_c1} := \phi \cdot P_{n_compresion_c1} = 5409.42 \text{ kip} \quad \text{Resistencia minorada a compresión.}$$

6.1.3.5 Resistencia a flexión.

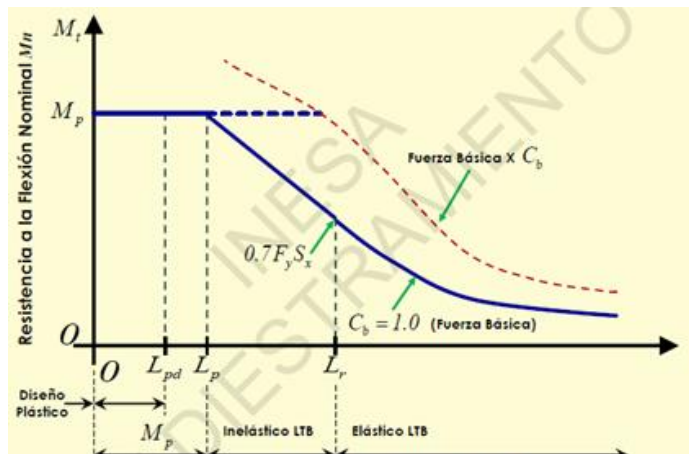


Figura 6-16: Resistencia a Flexión (curva de capacidad) del Acero. Fuente: Master Internacional de Estructura INESA

a) Cálculo de longitudes características:

$$L_{bc1} := L_{c1} = 100.453 \text{ in} \quad \text{Longitud libre de la columna.}$$

$$L_{pc1} := 1.76 \cdot r_{yc1} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 184.174 \text{ in} \quad \text{Longitud límite del comportamiento plástico}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yc1} \cdot h_{oc1}}{2 \cdot S_{xc1}}} = 5.116 \text{ in}$$

$$c := 1 \quad \text{Para secciones con doble simetría}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico.

$$L_{rc1} := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yc}} \cdot \sqrt{\frac{J_{c1} \cdot c}{S_{xc1} \cdot h_{oc1}}} + \sqrt{\left(\frac{J_{c1} \cdot c}{S_{xc1} \cdot h_{oc1}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yc}}{E}\right)^2} = 2025.461 \text{ in}$$

b) Calculo del momento plástico y tensión critica:

$$M_{pc1} := Z_{xc1} \cdot F_{yc} = 43450 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Momento plástico}$$

$$M_r := 0.7 \cdot S_{xc1} \cdot F_{yc} = 24710 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico.}$$

$$C_b := 1.955 \quad \text{Coeficiente de flexión.}$$

Tensión Critica debido al pandeo lateral torsional elástico

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_{bc1}}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_{c1} \cdot c}{S_{xc1} \cdot h_{oc1}} \cdot \left(\frac{L_{bc1}}{r_{ts}}\right)^2} = 2000.774 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Luego en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la columna a flexión.

$$\text{Si } L_{bc1} \leq L_{pc1}$$

$$M_{n1} := M_{pc1} = 43450 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\text{Si } L_{pc1} < L_{bc1} \leq L_{rc1}$$

$$M_{n2} := \min \left(C_b \cdot \left(M_{pc1} - (M_{pc1} - 0.7 \cdot S_{xc1} \cdot F_{yc}) \cdot \frac{L_{bc1} - L_{pc1}}{L_{rc1} - L_{pc1}} \right), M_{pc1} \right) = 43450 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\text{Si } L_{bc1} > L_{rc1}$$

$$M_{n3} := \min (S_{xc1} \cdot F_{cr}, M_{pc1}) = 43450 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Finalmente se obtiene la resistencia nominal a flexión:

$$M_{n_c1} := \min(M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) = 43450 \text{ kip}\cdot\text{in}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi M_{n_c1} := \phi \cdot M_{n_c1} = 39105 \text{ kip}\cdot\text{in} \quad \text{Resistencia nominal minorada a flexión}$$

c) Relación Demanda/Capacidad:

$$\phi P_{n_c1} = 5409.42 \text{ kip} \quad \text{Resistencia a compresión}$$

$$\phi M_{n_c1} = 39105 \text{ kip}\cdot\text{in} \quad \text{Resistencia a flexión}$$

Se plantea la revisión ante la iteración de la fuerza axial y los momentos, para la combinación de carga ultima mayor igual a $0.9CM + CV - 0.3 Sx - Sy$.

$$\frac{P_{u_c1}}{\phi P_{n_c1}} \leq 0.20$$

$$\frac{P_{u_c1}}{2 \cdot \phi P_{n_c1}} + \left(\frac{M_{u_c1}}{\phi M_{n_c1}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_{u_c1}}{\phi P_{n_c1}} > 0.20$$

$$\frac{P_{u_c1}}{\phi P_{n_c1}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{u_c1}}{\phi M_{n_c1}} \right) \leq 1$$

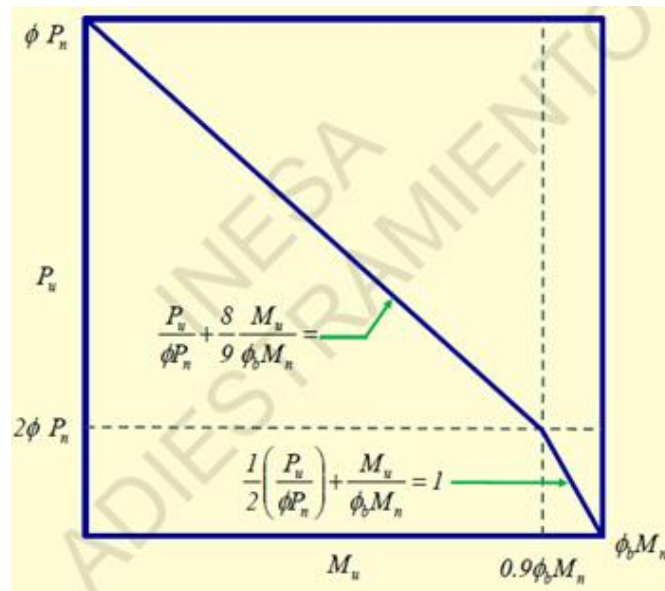


Figura 6-17: Interacción de fuerza axial.

Fuente: Master Internacional de Estructura INESA.

$$\frac{P_{u_c1}}{\phi P_{n_c1}} = 0.29$$

$$I := \text{if} \left(\frac{P_{u_c1}}{\phi P_{n_c1}} \leq 0.20, \frac{P_{u_c1}}{2 \cdot \phi P_{n_c1}} + \frac{M_{u_c1}}{\phi M_{n_c1}}, \frac{P_{u_c1}}{\phi P_{n_c1}} + \frac{M_{u_c1}}{\phi M_{n_c1}} \right) = 0.354$$

if($I \leq 1$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

6.1.3.6 Revisión a tracción.

$P_{n_traccion_c1} := A_{c1} \cdot F_{yc} = 6250$ **kip** Resistencia a tracción de la columna

$\phi := 0.90$ Factor de minoración para resistencia a tracción

$\phi P_{n_traccion_c1} := \phi \cdot P_{n_traccion_c1} = 5625$ **kip** Resistencia de tracción minorada de la columna

$\frac{P_{u_c1}}{\phi P_{n_traccion_c1}} = 0.867$ Relación Demanda/capacidad a tracción

if($\frac{P_{u_c1}}{\phi P_{n_traccion_c1}} \leq 1$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)	
D/C Ratio =	$(P_u/P_n) + (8/9)(M_{u3}/M_{n3}) + (8/9)(M_{u2}/M_{n2})$
0.886 =	0.886 + 0 + 0

Axial Force and Capacities		
P_u Force (kip)	ϕP_n Capacity (kip)	ϕP_n Capacity (kip)
4794.812	5409.577	5625

Moments and Capacities				
	M_u Moment (kip-in)	ϕM_n (kip-in)	ϕM_n No LTB (kip-in)	ϕM_n Cb=1 (kip-in)
Major Bending	0	39105	39105	39105
Minor Bending	0	19530		

Tabla 6-2: Relación demanda capacidad de Columna. Fuente: ETABS

6.1.4 Diseño sismo resistente de columna W14x283.

6.1.4.1 Fuerzas axiales y momentos últimos:

Combinación de carga que requerida: $0.9CM + CV - 0.3Sx - Sy$

$$P_{u_compresion_c2} := 972.780 \text{ kip}$$



Figura 6-18: Fuerza Compresión en columna W14x283.
Fuente: ETABS

$$P_{u_traccion_c2} := 183.225 \text{ kip}$$

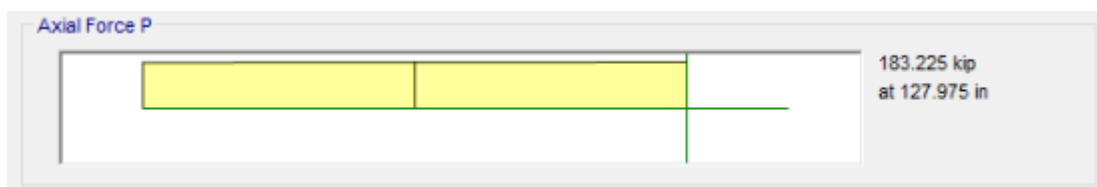


Figura 6-19: Fuerza tracción en columna W14x283.
Fuente: ETABS

$$M_{u_compresion_c2} := 867.499 \text{ kip}\cdot\text{in}$$



Figura 6-19: Momento a compresión columna W14x283.
Fuente: ETABS

$$M_{u_traccion_c2} := 767.490 \text{ kip}\cdot\text{in}$$

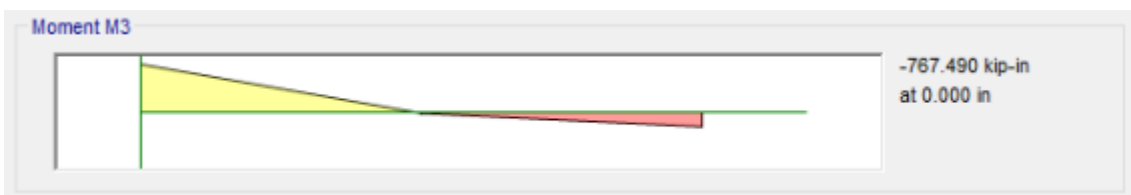


Figura 6-20: Momento a tracción columna W14x283. Fuente: ETABS

$$P_{uc_max_c2} := \max(P_{u_compresion_c2}, P_{u_traccion_c2}) = 972.78 \text{ kip}$$

$$P_{u_c2} := P_{uc_max_c2} = 972.78 \text{ kip}$$

$$M_{u_c2} := \max(M_{u_compresion_c2}, M_{u_traccion_c2}) = 867.499 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

6.1.4.2 Revisión del pandeo local.

Las alas y el alma de los perfiles de las columnas deben cumplir con las condiciones de alta ductilidad, conforme a la norma ANSI/AISC 341, a fin de prevenir el pandeo local.

a) Para las alas se tiene:

$$\lambda_{ala} := \frac{b_{fc2}}{2 t_{fc2}} = 3.889 \quad \text{Esbeltez del ala de arriostramiento}$$

$$\lambda_{ala_max} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 7.225 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de arriostramiento (Criterio AISC 341-10)}$$

$$\text{if}(\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala_max}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\lambda_{ala_max16} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 7.348 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de arriostramiento (Criterio AISC 341-16)}$$

$$\text{if}(\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala_max16}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

b) Para el alma se plantea la revisión en función a la carga última a compresión.

$$P_{yc2} := A_{c2} \cdot F_{yc} = 4165 \text{ kip} \quad \text{Resistencia cedente axial de la columna}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h_{c2}}{t_{wc2}} = 8.806 \quad \text{Esbeltez del alma de la columna}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-10, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{uc_max_c2}}{\phi \cdot P_{yc2}} = 0.26 \quad \text{Relación demanda /capacidad axial}$$

Para $C_a \leq 0.125$

$$\lambda_{alma_max1} := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (1 - 0.93 \cdot C_a) = 44.763$$

Para $C_a > 0.125$

$$\lambda_{alma_max2} := \max \left(0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (2.93 - C_a), 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \right) = 49.522$$

$$\lambda_{alma_max10} := \text{if}(C_a \leq 0.125, \lambda_{alma_max1}, \lambda_{alma_max2}) = 49.522$$

$$\text{if}(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma_max10}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-16, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{uc_max_c2}}{\phi \cdot R_{yc} \cdot P_{yc2}} = 0.236$$

Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{alma_max1} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) = 44.534$$

Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{alma_max2} := \max \left(0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right) = 49.387$$

$$\lambda_{alma_max16} := \text{if}(C_a \leq 0.114, \lambda_{alma_max1}, \lambda_{alma_max2}) = 49.387$$

$$\text{if}(\lambda_{\text{alma}} \leq \lambda_{\text{alma_max16}}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.1.4.3 Revisión de la relación de esbeltez.

$$\frac{KL}{r} < 200$$

La esbeltez de la columna está limitada a un máximo de 200.

$$H_2 = 151.575 \text{ in}$$

Longitud de la columna con respecto a H1

$$K_c := 1$$

Factor de longitud efectiva de la columna

$$F_{Lc} := 0.844$$

Factor de longitud libre de la columna, tomando en cuenta las dimensiones de vigas, arriostres y conexiones.

$$L_{c2} := F_{Lc} \cdot H_2 = 127.929 \text{ in}$$

Longitud libre de la columna.

$$r_{yc2} = 4.158 \text{ in}$$

Radio de giro en Y.

$$K_c \cdot \frac{L_{c2}}{r_{yc2}} = 30.769$$

$$\text{if}\left(K_c \cdot \frac{L_{c2}}{r_{yc2}} \leq 200, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}\right) = \text{"Cumple"}$$

6.1.4.4 Revisión a compresión.

$$L_{c2} = 127.929 \text{ in}$$

Longitud libre de la columna.

$$K_c := 1$$

Factor de longitud efectiva del arriostramiento

$$E_{\text{max2}} := K_c \cdot \frac{L_{c2}}{r_{yc2}} = 30.769$$

Esbeltez máxima, en este caso siempre se usa el radio de giro menor, ya que tiene la misma longitud arriostrada en ambas direcciones.

El límite de esbeltez de la columna, para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico, es el siguiente:

$$E_{\text{limite}} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 113.432$$

$$\text{if}(E_{\text{max2}} \leq E_{\text{limite}}, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear de una manera más simple:

$$\lambda_{c2} := \frac{E_{max2}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} = 0.407$$

$$\text{if}(\lambda_{c2} \leq 1.5, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$

$$F_{cr2} := \text{if}\left(\lambda_{c2} \leq 1.5, 0.658^{\lambda_{c2}^2} \cdot F_{yc}, \frac{0.877}{\lambda_{c2}^2} \cdot F_{yc}\right) = 46.656 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad \text{Tensión crítica de pandeo}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$P_{n_compresion_c2} := F_{cr2} \cdot A_{c2} = 3886.444 \text{ kip} \quad \text{Resistencia nominal a compresión}$$

$$\phi P_{n_c2} := \phi \cdot P_{n_compresion_c2} = 3497.799 \text{ kip} \quad \text{Resistencia minorada a compresión}$$

6.1.4.5 Resistencia a flexión.

a) Calculo de longitudes características:

$$L_{bc2} := L_{c2} = 127.929 \text{ in} \quad \text{Longitud libre de la columna.}$$

$$L_{pc2} := 1.76 \cdot r_{yc2} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 176.232 \text{ in} \quad \text{Longitud límite del comportamiento plástico.}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yc2} \cdot h_{oc2}}{2 \cdot S_{xc2}}} = 4.791 \text{ in}$$

$$c := 1 \quad \text{Para secciones con doble simetría.}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico.

$$L_{rc2} := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yc}} \cdot \sqrt{\frac{J_{c2} \cdot c}{S_{xc2} \cdot h_{oc2}} + \left(\frac{J_{c2} \cdot c}{S_{xc2} \cdot h_{oc2}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yc}}{E}\right)^2} = 1369.13 \text{ in}$$

b) Cálculo del momento plástico y tensión crítica:

$$M_{pc2} := Z_{xc2} \cdot F_{yc} = 27100 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Momento plástico}$$

$$M_r := 0.7 \cdot S_{xc2} \cdot F_{yc} = 16065 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 3.0$$

$$C_b := 2.451 \quad \text{Coeficiente de flexión (AISC 341-10)}$$

Luego en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la columna a flexión.

$$\text{Si } L_{bc2} \leq L_{pc2}$$

$$M_{n2} := M_{pc2} = 27100 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_{bc2}}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_{c2} \cdot c}{S_{xc2} \cdot h_{oc2}} \cdot \left(\frac{L_{bc2}}{r_{ts}}\right)^2} = 1342.13 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

$$\text{Si } L_{pc2} < L_{bc2} \leq L_{rc2}$$

$$M_{n2} := \min \left(C_b \cdot \left(M_{pc2} - (M_{pc2} - 0.7 \cdot S_{xc2} \cdot F_{yc}) \cdot \frac{L_{bc2} - L_{pc2}}{L_{rc2} - L_{pc2}} \right), M_{pc2} \right) = 27100 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\text{Si } L_{bc2} > L_{rc2}$$

$$M_{n3} := \min (S_{xc2} \cdot F_{cr}, M_{pc2}) = 27100 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Finalmente se obtiene la resistencia nominal a flexión:

$$M_{n_c2} := \min (M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) = 27100 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi M_{n_c2} := \phi \cdot M_{n_c2} = 24390 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Resistencia nominal minorada a flexión.

c) Relación Demanda/Capacidad:

$$\phi P_{n_c2} = 3497.799 \text{ kip}$$

Resistencia a compresión.

$$\phi M_{n_c2} = 24390 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Resistencia a flexión.

Se plantea la revisión ante la iteración de la fuerza axial y los momentos, para la combinación de carga ultima mayor igual a $0.9CM + CV - 0.3 Sx - Sy$.

$$\frac{P_{u_c2}}{\phi P_{n_c2}} \leq 0.20 \quad \frac{P_{u_c2}}{2 \cdot \phi P_{n_c2}} + \left(\frac{M_{u_c2}}{\phi M_{n_c2}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_{u_c2}}{\phi P_{n_c2}} > 0.20 \quad \frac{P_{u_c2}}{\phi P_{n_c2}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{u_c2}}{\phi M_{n_c2}} \right) \leq 1$$

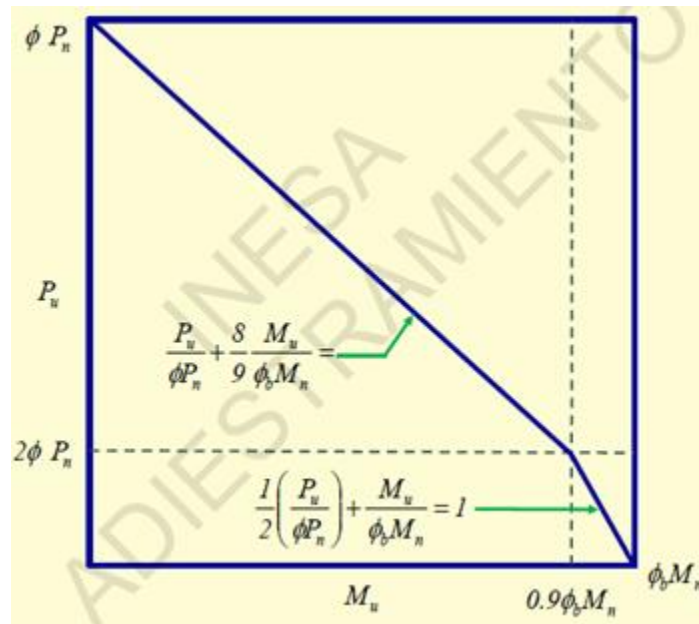


Figura 6-21: Interacción de fuerza axial, viga W14x283.
Fuente: Master Internacional de Estructura INESA.

$$\frac{P_{u_c2}}{\phi P_{n_c2}} = 0.278$$

$$I := \text{if} \left(\frac{P_{u_c2}}{\phi P_{n_c2}} \leq 0.20, \frac{P_{u_c2}}{2 \cdot \phi P_{n_c2}} + \frac{M_{u_c2}}{\phi M_{n_c2}}, \frac{P_{u_c2}}{\phi P_{n_c2}} + \frac{M_{u_c2}}{\phi M_{n_c2}} \right) = 0.314$$

if($I \leq 1$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

6.1.4.6 Revisión a tracción.

$$P_{n_traccion_c2} := A_{c2} \cdot F_{yc} = 4165 \text{ kip} \quad \text{Resistencia a tracción del arriostramiento.}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración para resistencia a tracción.}$$

$$\phi P_{n_traccion_c2} := \phi \cdot P_{n_traccion_c2} = 3748.5 \text{ kip} \quad \text{Resistencia de tracción minorada del arriostramiento.}$$

$$\frac{P_{u_c2}}{\phi P_{n_traccion_c2}} = 0.822 \quad \text{Relación Demanda/capacidad a tracción.}$$

$$\text{if} \left(\frac{P_{u_c2}}{\phi P_{n_traccion_c2}} \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)	
D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)(M_{r33}/M_{c33}) + (8/9)(M_{r22}/M_{c22})$
0.822 =	0.822 + 0 + 0

Axial Force and Capacities		
P _u Force (kip)	ΦP _{nc} Capacity (kip)	ΦP _{rt} Capacity (kip)
2874.051	3497.627	3748.5

Moments and Capacities				
	M _u Moment (kip-in)	ΦM _n (kip-in)	ΦM _n No LTB (kip-in)	ΦM _n Cb=1 (kip-in)
Major Bending	0	24390	24390	24390
Minor Bending	0	12330		

Tabla 6-3: Interacción de fuerza axial.
Fuente: Master Internacional de Estructura INESA

6.1.5 Diseño sismo resistente de columna W14x176.

6.1.5.1 Fuerzas axiales y momentos últimos:

Combinación de carga que requerida: **$0.9CM + CV - 0.3Sx - Sy$**

$$P_{u_compresion_c3} := 502.769 \text{ kip}$$

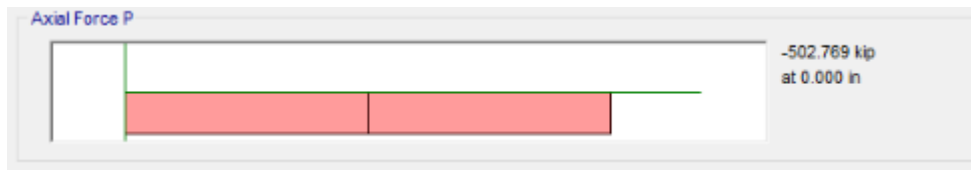


Figura 6-22: Fuerza compresión para columna W14x176.
Fuente: ETABS

$$P_{u_traccion_c3} := 6.285 \text{ kip}$$

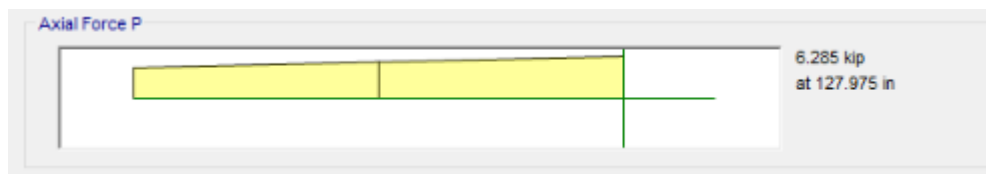


Figura 6-23: Fuerza a tracción para columna W14X176.
Fuente: ETABS

$$M_{u_compresion_c3} := 857.676 \text{ kip}\cdot\text{in}$$



Figura 6-24: Fuerza a compresión para columna W14X176. Fuente: ETABS

$$M_{u_traccion_c3} := 535.1545 \text{ kip} \cdot \text{in}$$



Figura 6-25: Momento a tracción para columna W14X176.
Fuente: ETABS

$$P_{uc_max_c3} := \max(P_{u_compresion_c3}, P_{u_traccion_c3}) = 502.769 \text{ kip}$$

$$P_{u_c3} := P_{uc_max_c3} = 502.769 \text{ kip}$$

$$M_{u_c3} := \max(M_{u_compresion_c3}, M_{u_traccion_c3}) = 857.676 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

6.1.5.2 Revisión del pandeo local.

Las alas y el alma de los perfiles de las columnas deben cumplir con las condiciones de alta ductilidad, conforme a la norma ANSI/AISC 341, a fin de prevenir el pandeo local.

a) Para las alas se tiene:

$$\lambda_{ala} := \frac{b_{fc3}}{2 t_{fc3}} = 5.992$$

Esbeltez del ala de arriostramiento

$$\lambda_{ala_max} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 7.225$$

Esbeltez máxima del ala de arriostramiento
(Criterio AISC 341-10)

$$\text{if}(\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala_max}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\lambda_{ala_max16} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 7.348$$

Esbeltez máxima del ala de
arriostramiento (Criterio AISC 341-16)

$$\text{if}(\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala_max16}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

b) Para el alma se plantea la revisión en función a la carga última a compresión.

$$P_{yc3} := A_{c3} \cdot F_{yc} = 2590 \text{ kip} \quad \text{Resistencia cedente axial de la columna}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h_{c3}}{t_{wc3}} = 13.711 \quad \text{Esbeltez del alma de la columna}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-10, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{uc_max_c3}}{\phi \cdot P_{yc3}} = 0.216 \quad \text{Relación demanda /capacidad axial}$$

$$\text{Para } C_a \leq 0.125$$

$$\lambda_{alma_max1} := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (1 - 0.93 \cdot C_a) = 47.168$$

$$\text{Para } C_a > 0.114$$

$$\lambda_{alma_max2} := \max \left(0.77 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \cdot (2.93 - C_a), 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \right) = 50.334$$

$$\lambda_{alma_max10} := \text{if}(C_a \leq 0.125, \lambda_{alma_max1}, \lambda_{alma_max2}) = 50.334$$

$$\text{if}(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma_max16}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

De acuerdo al criterio de la AISC 341-16, se tiene:

$$C_a := \frac{P_{uc_max_c3}}{\phi \cdot R_{yc} \cdot P_{yc3}} = 0.196$$

$$\text{Para } C_a \leq 0.114$$

$$\lambda_{alma_max1} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) = 46.979$$

Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{alma_max2} := \max \left(0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right) = 50.192$$

$$\lambda_{alma_max16} := \text{if} (C_a \leq 0.114, \lambda_{alma_max1}, \lambda_{alma_max2}) = 50.192$$

$$\text{if} (\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma_max16}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.1.5.3 Revisión de la relación de esbeltez.

$$\frac{KL}{r} < 200 \quad \text{La esbeltez de la columna está limitada a un máximo de 200.}$$

$$H_2 = 151.575 \text{ in} \quad \text{Longitud de la columna con respecto a H1}$$

$$K_c := 1 \quad \text{Factor de longitud efectiva de la columna}$$

$$F_{Lc} := 0.844 \quad \text{Factor de longitud libre de la columna, tomando en cuenta las dimensiones de vigas, arriostres y conexiones.}$$

$$L_{c3} := F_{Lc} \cdot H_2 = 127.929 \text{ in} \quad \text{Longitud libre de la columna.}$$

$$r_{yc3} = 4.022 \text{ in} \quad \text{Radio de giro en Y.}$$

$$K_c \cdot \frac{L_{c3}}{r_{yc3}} = 31.806$$

$$\text{if} \left(K_a \cdot \frac{L_{c2}}{r_{yc2}} \leq 200, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

6.1.5.4 Revisión a compresión.

$$L_{c2} = 127.929 \text{ in} \quad \text{Longitud libre de la columna.}$$

$$K_c := 1 \quad \text{Factor de longitud efectiva del arriostramiento.}$$

$$E_{max3} := K_c \cdot \frac{L_{c3}}{r_{yc3}} = 31.806 \quad \text{Esbeltez máxima, en este caso siempre se usa el radio de giro menor, ya que tiene la misma longitud arriostrada en ambas direcciones.}$$

El límite de esbeltez de la columna, para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico, es el siguiente:

$$E_{\text{limite}} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 113.432$$

$$\text{if}(E_{\text{max}2} \leq E_{\text{limite}}, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$

También, se puede expresar en función del cociente de la tensión cedente entre la tensión del pandeo elástico, de la forma siguiente:

$$F_{e3} := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{\text{max}3}^2} = 282.925 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad \frac{F_{yc}}{F_{e3}} = 0.177$$

$$\text{if}\left(\frac{F_{ya}}{F_{e2}} \leq 2.25, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}\right) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear de una manera más simple:

$$\lambda_{c3} := \frac{E_{\text{max}3}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} = 0.42$$

$$\text{if}(\lambda_{c3} \leq 1.5, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$

$$F_{cr3} := \text{if}\left(\lambda_{c3} \leq 1.5, 0.658^{\lambda_{c3}^2} \cdot F_{yc}, \frac{0.877}{\lambda_{c3}^3} \cdot F_{yc}\right) = 46.435 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad \text{Tensión crítica de pandeo}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$P_{n_compresion_c3} := F_{cr3} \cdot A_{c3} = 2405.336 \text{ kip} \quad \text{Resistencia nominal a compresión.}$$

$$\phi P_{n_c3} := \phi \cdot P_{n_compresion_c3} = 2164.802 \text{ kip} \quad \text{Resistencia minorada a compresión.}$$

6.1.5.5 Resistencia a flexión.

a) Calculo de longitudes características:

$$L_{bc2} := L_{c2} = 127.929 \text{ in} \quad \text{Longitud libre de la columna.}$$

$$L_{pc3} := 1.76 \cdot r_{yc3} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 170.484 \text{ in}$$

Longitud límite del comportamiento plástico

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yc3} \cdot h_{oc3}}{2 \cdot S_{xc3}}} = 4.551 \text{ in}$$

$c := 1$ Para secciones con doble simetría

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico.

$$L_{rc3} := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yc}} \cdot \sqrt{\frac{J_{c3} \cdot c}{S_{xc3} \cdot h_{oc3}} + \sqrt{\left(\frac{J_{c3} \cdot c}{S_{xc3} \cdot h_{oc3}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yc}}{E}\right)^2}} = 878.349 \text{ in}$$

b) Calculo del momento plástico y tensión crítica:

$$M_{pc3} := Z_{xc3} \cdot F_{yc} = 16000 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Momento plástico

$$M_r := 0.7 \cdot S_{xc3} \cdot F_{yc} = 9835 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico

$$C_b := 2.174$$

Coefficiente de flexión.

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_{bc3}}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_{c3} \cdot c}{S_{xc3} \cdot h_{oc3}} \cdot \left(\frac{L_{bc3}}{r_{ts}}\right)^2} = 937.858 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Luego en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la columna a flexión.

$$\text{Si } L_{bc3} \leq L_{pc3}$$

$$M_{n1} := M_{pc3} = 16000 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\text{Si } L_{pc3} < L_{bc3} \leq L_{rc3}$$

$$M_{n2} := \min \left(C_b \cdot \left(M_{pc3} - (M_{pc3} - 0.7 \cdot S_{xc3} \cdot F_{yc}) \cdot \frac{L_{bc3} - L_{pc3}}{L_{rc3} - L_{pc3}} \right), M_{pc3} \right) = 16000 \text{ kip}\cdot\text{in}$$

$$\text{Si } L_{bc3} > L_{rc3}$$

$$M_{n3} := \min (S_{xc3} \cdot F_{cr}, M_{pc3}) = 16000 \text{ kip}\cdot\text{in}$$

Finalmente se obtiene la resistencia nominal a flexión:

$$M_{n_c3} := \min (M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) = 16000 \text{ kip}\cdot\text{in}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi M_{n_c3} := \phi \cdot M_{n_c3} = 14400 \text{ kip}\cdot\text{in} \quad \text{Resistencia nominal minorada a flexión}$$

c) Relación Demanda/Capacidad:

$$\phi P_{n_c3} = 2164.802 \text{ kip} \quad \text{Resistencia a compresión}$$

$$\phi M_{n_c3} = 14400 \text{ kip}\cdot\text{in} \quad \text{Resistencia a flexión}$$

Se plantea la revisión ante la iteración de la fuerza axial y los momentos, para la combinación de carga ultima mayor igual a $0.9CM + CV - 0.3 Sx - Sy$.

Nota: Ver Figura 6-21.

$$\frac{P_{u_c3}}{\phi P_{n_c3}} \leq 0.20 \quad \frac{P_{u_c3}}{2 \cdot \phi P_{n_c3}} + \left(\frac{M_{u_c3}}{\phi M_{n_c3}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_{u_c3}}{\phi P_{n_c3}} > 0.20 \quad \frac{P_{u_c3}}{\phi P_{n_c3}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{u_c3}}{\phi M_{n_c3}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_{u_c3}}{\phi P_{n_c3}} = 0.232$$

$$I := \text{if} \left(\frac{P_{u_c3}}{\phi P_{n_c3}} \leq 0.20, \frac{P_{u_c3}}{2 \cdot \phi P_{n_c3}} + \frac{M_{u_c3}}{\phi M_{n_c3}}, \frac{P_{u_c3}}{\phi P_{n_c3}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{u_c3}}{\phi M_{n_c3}} \right) = 0.285$$

if($I \leq 1$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

6.1.5.6 Revisión a tracción.

$P_{n_traccion_c3} := A_{c3} \cdot F_{yc} = 2590 \text{ kip}$ Resistencia a tracción del arriostramiento.

$\phi := 0.90$ Factor de minoración para resistencia a tracción.

$\phi P_{n_traccion_c3} := \phi \cdot P_{n_traccion_c3} = 2331 \text{ kip}$ Resistencia de tracción minorada del arriostramiento.

$\frac{P_{u_c3}}{\phi P_{n_traccion_c3}} = 0.652$ Relación Demanda/capacidad a tracción

if $\left(\frac{P_{u_c3}}{\phi P_{n_traccion_c3}} \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}\right) = \text{"Cumple"}$

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)(M_{r35}/M_{c33}) + (8/9)(M_{r22}/M_{c22})$
0.652 =	0.652 + 0 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (kip)	ϕP_{nc} Capacity (kip)	ϕP_{rt} Capacity (kip)
1412.253	2164.688	2331

Moments and Capacities

	M_u Moment (kip-in)	ϕM_n (kip-in)	ϕM_n No LTB (kip-in)	ϕM_n Cb=1 (kip-in)
Major Bending	0	14400	14400	14400
Minor Bending	0	7335		

Tabla 6-4: Relación demanda capacidad en columna W14X176. Fuente: ETABS

6.1.6 Revisión especial de la columna W14x426:

La carga sísmica amplificada para el cálculo de las solicitaciones sobre las columnas, se debe de terminar como el mayor valor obtenido entre los siguientes casos:

Caso a: un análisis en el que se asume que todos los arriostramientos resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en compresión o en tracción.

Caso b: un análisis en el que se asume que todos los arriostramientos en tracción resistan fuerzas correspondientes a su resistencia esperada y que todos los arriostramientos en compresión resistan fuerzas correspondientes a su resistencia esperada de post-pandeo.

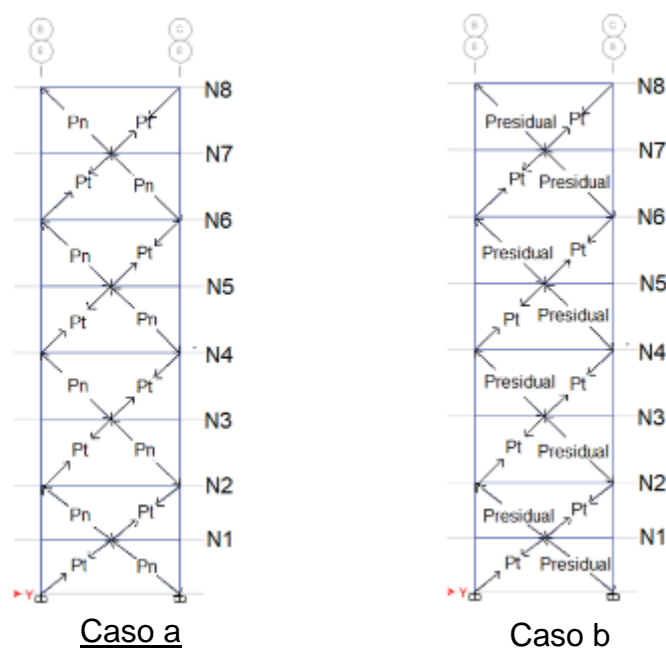


Figura 6-26: Análisis de columnas con carga amplificada
. Fuente: ETABS

6.1.6.1 Resistencia esperada en los arriostramientos.

6.1.6.1.1 Compresión en el arriostramiento

$L_{b1a} := 200.45 \text{ in}$ Longitud libre del arriostramiento con respecto a H1

$L_{b2a} := 218.575 \text{ in}$ Longitud libre del arriostramiento con respecto a H2

$$K_a := 1$$

Factor de longitud efectiva del arriostramiento

$$E_{\max 1} := K_a \cdot \frac{L_{b1a}}{r_{ya}} = 77.247$$

Esbeltez máxima, en este caso siempre se usa el radio de giro menor, ya que tiene la misma longitud arriostrada en ambas direcciones.

$$F_{e1} := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{\max 1}^2} = 47.966 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad \frac{F_{ya} \cdot R_{ya}}{F_{e1}} = 1.147$$

$$F_{e2} := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{\max 2}^2} = 40.341 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad \frac{F_{ya} \cdot R_{ya}}{F_{e2}} = 1.363 \quad \text{Tensión crítica esperada de pandeo con respecto a H1}$$

$$F_{cr1} := \text{if} \left(E_{\max 1} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ya} \cdot R_{ya}}}, 0.658 \cdot \frac{F_{ya} \cdot R_{ya}}{F_{e1}} \cdot R_{ya} \cdot F_{ya}, 0.887 \cdot F_{e1} \right) = 34.036 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

$$F_{cr1} = 34.036 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tensión crítica esperada de pandeo con respecto a H2.

$$F_{cr2} := \text{if} \left(E_{\max 2} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ya} \cdot R_{ya}}}, 0.658 \cdot \frac{F_{ya} \cdot R_{ya}}{F_{e2}} \cdot R_{ya} \cdot F_{ya}, 0.887 \cdot F_{e2} \right) = 31.084 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

$$F_{cr2} = 31.084 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

$$P_{n1_1} := 1.14 \cdot F_{cr1} \cdot A_a = 772.133 \text{ kip}$$

Resistencia a compresión del arriostramiento con respecto a H1.
(Opción 1)

$$P_{n1_2} := R_{ya} \cdot F_{ya} \cdot A_a = 1094.5 \text{ kip}$$

Resistencia a compresión del arriostramiento con respecto a H1. (Opción 2)

$$P_{n1} := \min(P_{n1_1}, P_{n1_2}) = 772.133 \text{ kip}$$

Resistencia a compresión del arriostramiento con respecto a H1.

$$\phi := 0.90$$

Factor de minoración para resistencia a compresión.

$$\phi P_{n1a} := \phi \cdot P_{n1} = 694.92 \text{ kip}$$

Resistencia a compresión minorada del arriostramiento con respecto a H1.

$$P_{residual_1a} := 0.30 \cdot P_{n1} = 231.64 \text{ kip}$$

Resistencia al post-pandeo del arriostramiento con respecto a H1

$$P_{n2_1} := 1.14 \cdot F_{cr2} \cdot A_a = 705.172 \text{ kip}$$

Resistencia a compresión del arriostramiento con respecto a H2. (Opción 1)

$$P_{n2_2} := R_{ya} \cdot F_{ya} \cdot A_a = 1094.5 \text{ kip}$$

Resistencia a compresión del arriostramiento con respecto a H2. (Opción 2)

$$P_{n2} := \min(P_{n2_1}, P_{n2_2}) = 705.172 \text{ kip}$$

Resistencia a compresión del arriostramiento con respecto a H2.

$$\phi := 0.90$$

Factor de minoración para resistencia a compresión.

$$\phi P_{n2a} := \phi \cdot P_{n2} = 634.655 \text{ kip}$$

Resistencia a compresión minorada del arriostramiento con respecto a H2.

$$P_{residual_2a} := 0.30 \cdot P_{n2} = 211.552 \text{ kip}$$

Resistencia al post-pandeo del arriostramiento con respecto a H2

6.1.6.1.2 Tracción en el arriostramiento W10x68:

$$P_{ya} := A_a \cdot F_{ya} \cdot R_{ya} = 1094.5 \text{ kip}$$

Resistencia a tracción del arriostramiento.

$$\phi := 0.90$$

Factor de minoración para resistencia a tracción.

$$\phi P_{ya} := \phi \cdot P_{ya} = 985.05 \text{ kip}$$

Resistencia a tracción minorada del arriostramiento.

$$P_{n1} = 772.133 \text{ kip}$$

Resistencia a compresión minorada del arriostramiento con respecto a H1.

$$P_{n2} = 705.172 \text{ kip}$$

Resistencia a compresión minorada del arriostramiento con respecto a H2.

$$P_{ya} = 1094.5 \text{ kip}$$

Resistencia a tracción minorada del arriostramiento.

6.1.6.2 Compresión esperada en la columna W14x426.

6.1.6.2.1 Análisis del caso a:

$$P_{N7} := \frac{(P_{n2} + P_{ya} - P_{n2} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2)}{2} = 0 \text{ kip}$$

$$P_{N5} := \frac{(P_{n2} + P_{ya} - P_{n2} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2)}{2} = 0 \text{ kip}$$

$$P_{N3} := \frac{(P_{n2} + P_{ya} - P_{n2} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2)}{2} = 0 \text{ kip}$$

$$P_{N1} := \frac{(P_{n1} + P_{ya} - P_{n1} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2)}{2} = 0 \text{ kip}$$

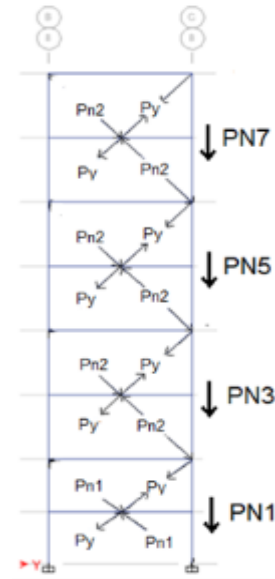


Figura 6-27: Análisis de columnas con carga amplificada caso a . Fuente: ETABS

$$PE_{mh_caso_a} := (4 \cdot P_{ya} + 3 \cdot P_{n2}) \cdot \cos(\theta_2) + P_{N1} + P_{N3} + P_{N5} + P_{N7}$$

$$PE_{mh_caso_a} = 4503.049 \text{ kip}$$

6.1.6.2.2 Análisis del caso

$$P_{N7} := \frac{(P_{residual_2a} + P_{ya} - P_{residual_2a} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2)}{2} = 0 \text{ kip}$$

$$P_{N5} := \frac{(P_{residual_2a} + P_{ya} - P_{residual_2a} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2)}{2} = 0 \text{ kip}$$

$$P_{N3} := \frac{(P_{residual_2a} + P_{ya} - P_{residual_2a} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2)}{2} = 0 \text{ kip}$$

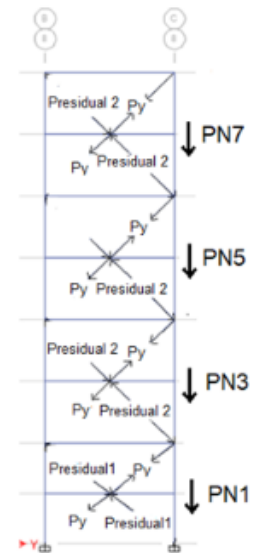


Figura 6-28: Análisis de columnas con carga amplificada caso b. Fuente: ETABS

$$P_{N1} := \frac{(P_{\text{residual_1a}} + P_{ya} - P_{\text{residual_1a}} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2)}{2} = 0 \text{ kip}$$

$$TE_{\text{mh_caso_a}} := (-4 \cdot P_{ya} - 3 \cdot P_{n2}) \cdot \cos(\theta_2) + P_{N1} + P_{N3} + P_{N5} + P_{N7}$$

$$TE_{\text{mh_caso_a}} = -4503.049 \text{ kip}$$

6.1.6.2.3 Análisis del caso b:

$$P_{N7} := \frac{(P_{\text{residual_2a}} + P_{ya} - P_{\text{residual_2a}} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2)}{2} = 0 \text{ kip}$$

$$P_{N5} := \frac{(P_{\text{residual_2a}} + P_{ya} - P_{\text{residual_2a}} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2)}{2} = 0 \text{ kip}$$

$$P_{N3} := \frac{(P_{\text{residual_2a}} + P_{ya} - P_{\text{residual_2a}} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2)}{2} = 0 \text{ kip}$$

$$P_{N1} := \frac{(P_{\text{residual_1a}} + P_{ya} - P_{\text{residual_1a}} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2)}{2} = 0 \text{ kip}$$

$$TE_{\text{mh_caso_b}} := (-4 \cdot P_{ya} - 3 \cdot P_{\text{residual_2a}}) \cdot \cos(\theta_2) + P_{N1} + P_{N3} + P_{N5} + P_{N7}$$

$$TE_{\text{mh_caso_b}} = -3476.119 \text{ kip}$$

$$TE_{\text{mh}} := \min(TE_{\text{mh_caso_a}}, TE_{\text{mh_caso_b}}) = -4503.049 \text{ kip}$$

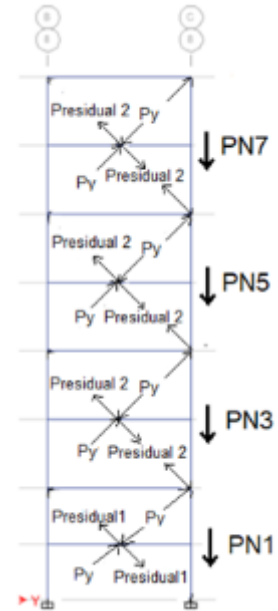


Figura 6-30: Análisis de columnas con carga amplificada caso a.
Fuente: ETABS

6.1.6.3 Demanda axial requerida en la columna W14x426

$S_{DS} := 0.50$ Aceleración espectral para periodos cortos.

$CM := 555.905 \text{ kip}$ Carga muerta

$CV := 222.544 \text{ kip}$ Carga viva

$\Omega_0 := 3$ Factor de amplificación sísmico

$S_{dx} := 625.901 \text{ kip}$ Sismo en X

$S_{dy} := 657.296 \text{ kip}$ Sismo en Y

$Q_e := S_{dx} + S_{dy}$ Efecto de fuerzas sísmicas horizontales

Condición 1: La resistencia requerida de la columna se obtiene según las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica amplificada, calculada por los diagramas de fuerzas descritos anteriormente:

$$P_{u_compresion_cond1} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) CM + 1 \cdot CV + PE_{mh} = 5448.27 \text{ kip}$$

$$P_{u_traccion_cond1} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) CM + 1 \cdot CV + TE_{mh} = -3835.781 \text{ kip}$$

Condición 2: La norma indica que la resistencia requerida de la columna no necesita exceder las fuerzas usando las combinaciones de carga, que incluyen el factor de amplificación sísmico.

$$P_{u_compresion_cond2} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) CM + 1 \cdot CV + \Omega_0 \cdot Q_e = 4794.812 \text{ kip}$$

$$P_{u_traccion_cond2} := (0.9 - 0.2 \cdot S_{DS}) CM + 1 \cdot CV - \Omega_0 \cdot Q_e = -3182.323 \text{ kip}$$

En este caso para comparar los resultados con el programa ETABS, se tomara la condición 2:

$$P_u := P_{u_compresion_cond2} = 4794.812 \text{ kip}$$

$$T_u := P_{u_traccion_cond2} = -3182.323 \text{ kip}$$

6.1.6.3.1 Resistencia Axial de la columna W14x426:

$$\phi = 0.9$$

$$\phi P_{n_c1} = 5409.42 \text{ kip}$$

$$\phi T_{n_c1} := \phi \cdot P_{yc1} = 5625 \text{ kip}$$

6.1.6.4 Demanda capacidad de la columna bajo cargas

$$\frac{P_u}{\phi P_{n_c1}} = 0.886 \quad \text{if} \left(\frac{P_u}{\phi P_{n_c1}} \leq 1, \text{"Cumple", "Falla"} \right) = \text{"Cumple"}$$

$$\frac{\text{abs}(T_u)}{\phi T_{n_c1}} = 0.566 \quad \text{if} \left(\frac{\text{abs}(T_u)}{\phi T_{n_c1}} \leq 1, \text{"Cumple", "Falla"} \right) = \text{"Cumple"}$$

6.1.6.5 Resultados de ETABS:

0.9CM+CV+0.3	100.416	0.886 (C) =	0.886 +	0.000 +	0.000	0.023	0.004
0.9CM+CV-0.3	0.000	0.886 (C) =	0.886 +	0.000 +	0.000	0.023	0.004
0.9CM+CV-0.3	50.208	0.886 (C) =	0.886 +	0.000 +	0.000	0.023	0.004
0.9CM+CV-0.3	100.416	0.886 (C) =	0.886 +	0.000 +	0.000	0.023	0.004
0.9CM+CV-0.3	0.000	0.886 (C) =	0.886 +	0.000 +	0.000	0.023	0.004

Figura 6-31: Demanda capacidad de columnas
. Fuente: ETABS

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)	
D/C Ratio =	$(P_u / P_c) + (8/9)(M_{u33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{u22} / M_{c22})$
0.886 =	0.886 + 0 + 0

Axial Force and Capacities		
P_u Force (kip)	ϕP_{nc} Capacity (kip)	ϕP_{nt} Capacity (kip)
4794.812	5409.577	5625

Moments and Capacities				
	M_u Moment (kip-in)	ϕM_n (kip-in)	ϕM_n No LTB (kip-in)	ϕM_n Cb=1 (kip-in)
Major Bending	0	39105	39105	39105
Minor Bending	0	19530		

Tabla 6-5: Relación demanda capacidad en columna,
revisión especial W14x426. Fuente: ETABS

6.1.7 Revisión de la viga de 24x55 ubicada en el borde:

De manera similar a lo planteado en la columna 14x426, la viga se debe revisar tomando en cuenta la resistencia esperada de los arriostramientos, conforme a los casos a y b, descritos en el punto anterior.

6.1.7.1 Fuerza axial, cortante y momento último.

Combinación de carga que rige: $1.2CM + CV - 0.3Sx + Sy$

$$P_{uv} := 0 \text{ kip}$$



Figura 6-32. Diagrama Fuerza Axial de viga W24x55. Fuente: ETABS

$$V_{uv} := 11.724 \text{ kip}$$



Figura 6-33. Diagrama fuerza cortante de viga W24x55. Fuente: ETABS

$$M_{uv} := 911.823 \text{ kip}$$

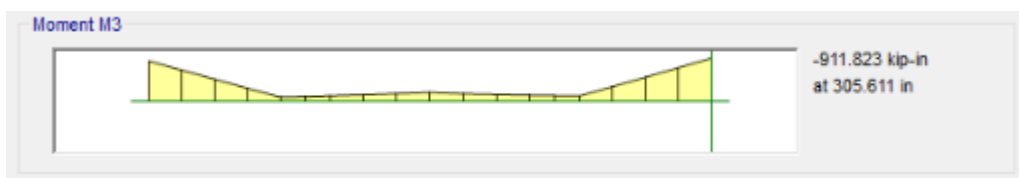


Figura 6-34. Diagrama de momento en viga W24x55. Fuente: ETABS

6.1.7.2 Resultante horizontal y vertical en la viga por los arriostramientos.

$$P_{\text{ver_caso_a}} := (P_{n1} + P_{ya} - P_{n1} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2) = 0 \text{ kip}$$

Carga vertical transmitida a la viga caso a.

$$P_{\text{ver_caso_b}} := (P_{\text{residual_1a}} + P_{ya} - P_{\text{residual_1a}} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2) = 0 \text{ kip}$$

Carga vertical transmitida a la viga caso b.

$$P_{\text{ver_v}} := \max(P_{\text{ver_caso_a}}, P_{\text{ver_caso_b}}) = 0 \text{ kip}$$

Carga vertical transmitida a la viga.

$$P_{\text{hor_caso_a}} := (P_{n1} + P_{ya} - P_{n1} - P_{ya}) \cdot \sin(\theta_1) = 0 \text{ kip}$$

Carga horizontal transmitida a la viga caso a.

$$P_{\text{hor_caso_b}} := (P_{\text{residual_1a}} + P_{ya} - P_{\text{residual_1a}} - P_{ya}) \cdot \sin(\theta_1) = 0 \text{ kip}$$

Carga horizontal transmitida a la viga caso b.

$$P_{\text{hor_v}} := \max(P_{\text{hor_caso_a}}, P_{\text{hor_caso_b}}) = 0 \text{ kip}$$

Carga horizontal transmitida a la viga.

Esta fuerza está situada en el centro de la viga y genera los siguientes cortes y momentos:

$$P_{\text{Emh_v}} := \frac{P_{\text{hor_v}}}{2} = 0 \text{ kip}$$

$$V_{\text{Emh_v}} := \frac{P_{\text{ver_v}}}{2} = 0 \text{ kip}$$

$$M_{\text{Emh_v}} := P_{\text{ver_v}} \cdot \frac{L}{4} = 0 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

6.1.7.3 Solicitaciones requeridas de diseño.

6.1.7.3.1 Fuerzas axiales por caso de carga.

$$P_{\text{CM}} := 0 \text{ kip} \quad P_{\text{CV}} := 0 \text{ kip}$$

6.1.7.3.2 Fuerzas cortantes por caso de carga.

$$V_{CV} := 4.076 \text{ kip}$$

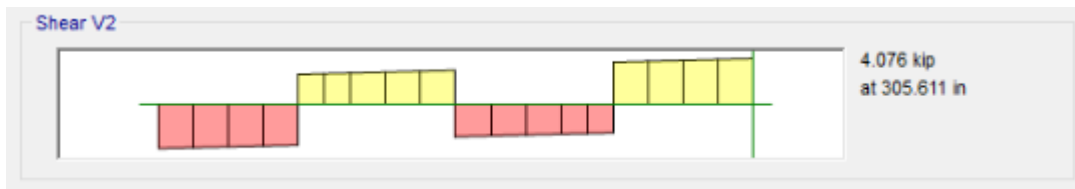


Figura 6-35. Diagrama cortante por carga viva en viga W24x55. Fuente: ETABS

$$V_{CM} := 2.85 \text{ kip}$$



Figura 6-36. Diagrama cortante por carga muerta en viga W24x55. Fuente: ETABS

6.1.7.3.3 Momentos por casos de carga.

$$M_{CM} := 155.143 \text{ kip} \cdot \text{in}$$



Figura 6-37. Diagrama de momento por carga muerta en viga W24x55. Fuente: ETABS

$$M_{CV} := 101.155 \text{ kip} \cdot \text{in}$$



Figura 6-38. Diagrama de momento por carga viva en viga W24x55. Fuente: ETABS

$S_{DS} := 0.50$ Aceleración espectral para periodos cortos.

$\Omega_0 := 3$ Factor de amplificación sísmica

$$P_{u_v} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) P_{CM} + 1 \cdot P_{CV} + P_{Emh_v} = 0 \text{ kip}$$

$$V_{u_v} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) V_{CM} + 1 \cdot V_{CV} + V_{Emh_v} = 7.781 \text{ kip}$$

$$M_{u_v} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) M_{CM} + 1 \cdot M_{CV} + M_{Emh_v} = 302.841 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Las cargas de la combinación que requerida es:

$$P_{uv} := 0 \text{ kip} \quad V_{uv} := 11.724 \text{ kip} \quad M_{uv} := 911.823 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

6.1.7.4 Revisión del pandeo local

Las alas y el alma de los perfiles de las vigas deben cumplir con la condición de moderada ductilidad para los sistemas SCBF, conforme a la norma ANSI/AISC 341.

a) Para las alas se tiene:

$$\lambda_{ala} := \frac{b_{fb}}{2 t_{fb}} = 7.01 \quad \text{Esbeltez del ala de la columna}$$

$$\lambda_{ala_max} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 9.152 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de arriostramiento (Criterio AISC 341-10)}$$

$$\text{if}(\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala_max}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\lambda_{ala_max16} := 0.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 9.185 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de arriostramiento (Criterio AISC 341-16)}$$

$$\text{if}(\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala_max16}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

b) Para el alma se plantea la revisión en función a la carga última a compresión.

$$\lambda_{\text{alma}} := \frac{h_b}{t_{wb}} = 53.95$$

Esbeltez del alma de la viga

$$\lambda_{\text{alma_max}} := 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 59.004$$

Esbeltez máxima del alma de la viga.

if ($\lambda_{\text{alma}} \leq \lambda_{\text{alma_max}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

$$\phi := 0.90$$

Factor de minoración.

$$P_{yb} := A_b \cdot F_{yb} = 810 \text{ kip}$$

$$\phi P_{nt_v} := \phi \cdot P_{yb} = 729 \text{ kip}$$

Resistencia cedente axial de la viga.

6.1.7.5 Longitud no soportada.

Para miembros de moderada ductilidad, conforme al criterio de la norma ANSI/AISC 341, la viga debe cumplir con la longitud máxima soportada especificada, a fin de propiciar una falla dúctil.

En este caso, se tienen tres vigas transversales a lo largo del tramo, que sirven de soporte lateral, tal como se muestra en la figura:

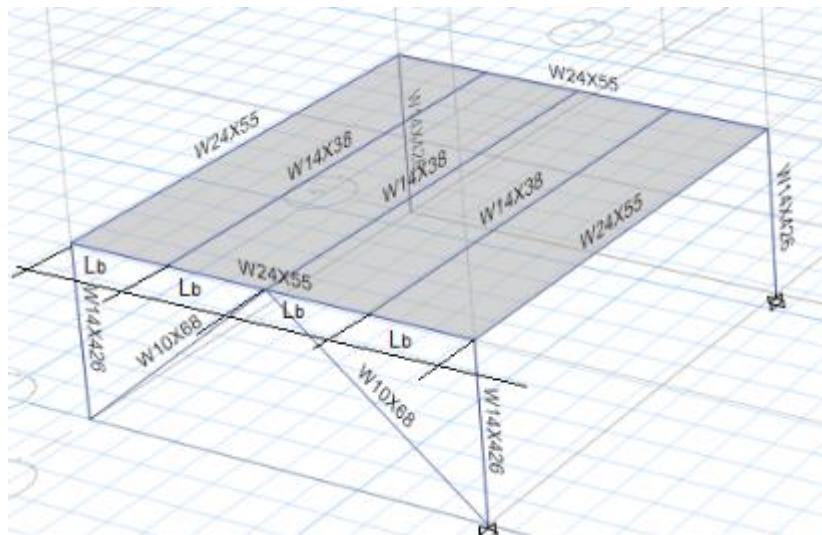


Figura 6-40. Longitud efectiva debido a vigas secundarias en viga maestra.
Fuente: ETABS

$$L_b := L \cdot 0.25 = 78.74 \text{ in} \quad \text{Longitud no soportada.}$$

$$L_{b_max_2010} := 0.17 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{F_{yb}} = 132.15 \text{ in} \quad \text{Criterio ANSI/AISC 341-10}$$

$$\text{if}(L_b \leq L_{b_max_2010}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$L_{b_max_2016} := 0.19 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}} = 134.27 \text{ in} \quad \text{Criterio ANSI/AISC 341-16}$$

$$\text{if}(L_b \leq L_{b_max_2016}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.1.7.6 Resistencia a compresión.

$$L_x := L = 314.961 \text{ in} \quad \text{Longitud libre de la viga en X, se asume que el arriostramiento no contribuye.}$$

$$K_b := 1 \quad \text{Factor de longitud efectiva de la viga}$$

$$L_y := L \cdot 0.50 = 157.481 \text{ in} \quad \text{Longitud libre de la viga en Y, considerando el soporte lateral en el centro.}$$

$$E_{max_x} := K_b \cdot \frac{L_x}{r_{xb}} = 34.502 \quad \text{Esbeltez de la viga en X.}$$

$$E_{max_y} := K_b \cdot \frac{L_y}{r_{yb}} = 117.5 \quad \text{Esbeltez de la viga en Y.}$$

$$E_{max} := \max(E_{max_x}, E_{max_y}) = 117.5$$

El límite de esbeltez de la viga, para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico, es el siguiente:

$$E_{limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 113.432$$

$$\text{if}(E_{max} \leq E_{limite}, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{"Pandeo Elástico"}$$

También, se puede expresar en función del cociente de la tensión cedente entre la tensión del pandeo elástico, de la forma siguiente:

$$F_e := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{\max}^2} = 20.731 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad \frac{F_{yb}}{F_e} = 2.412$$

$$\text{if} \left(\frac{F_{yb}}{F_e} \leq 2.25, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"} \right) = \text{"Pandeo Elástico"}$$

$$F_{cr} := \text{if} \left(E_{\max} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}, 0.658 \cdot \frac{F_{yb}}{F_e} \cdot F_{yb}, 0.877 \cdot F_e \right) = 18.181 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad \text{Tensión crítica de pandeo}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$P_{n_v} := F_{cr} \cdot A_b = 294.535 \text{ kip} \quad \text{Resistencia nominal a compresión}$$

$$\phi P_{n_v} := \phi \cdot P_{n_v} = 265.081 \text{ kip} \quad \text{Resistencia minorada a compresión}$$

6.1.7.7 Resistencia a Flexión.

a) Calculo de longitudes características:

$$L_b := L_y = 157.481 \text{ in} \quad \text{Longitud no soportada lateralmente.}$$

$$L_{pb} := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 56.809 \text{ in} \quad \text{Longitud límite del comportamiento plástico}$$

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yb} \cdot h_{ob}}{2 \cdot S_{xb}}} = 1.717 \text{ in}$$

$$c := 1 \quad \text{Para secciones con doble simetría}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico.

$$L_{rb} := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yb}} \cdot \sqrt{\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}}} + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yb}}{E} \right)^2} = 166.869 \text{ in}$$

b) Cálculo del momento plástico y tensión crítica:

$$M_{pb} := Z_{xb} \cdot F_{yb} = 6700 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Momento plástico}$$

$$M_r := 0.7 \cdot S_{xb} \cdot F_{yb} = 3990 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico}$$

$$C_b := 2.219 \quad \text{Coeficiente de flexión.}$$

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 85.889 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Luego en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la columna a flexión.

$$\text{Si } L_b \leq L_{pb}$$

$$M_{n2} := M_{pb} = 6700 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\text{Si } L_{pb} < L_b \leq L_{rb}$$

$$M_{n2} := \min \left(C_b \cdot \left(M_{pb} - (M_{pb} - 0.7 \cdot S_{xb} \cdot F_{yb}) \cdot \frac{L_b - L_{pb}}{L_{rb} - L_{pb}} \right), M_{pb} \right) = 6700 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\text{Si } L_{bc2} > L_{rc2}$$

$$M_{n3} := \min (S_{xb} \cdot F_{cr}, M_{pb}) = 6700 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Finalmente se obtiene la resistencia nominal a flexión:

$$M_{n_b} := \min (M_{n1}, M_{n2}, M_{n3}) = 6700 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi M_{n_v} := \phi \cdot M_{n_b} = 6030 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Resistencia nominal minorada a flexión}$$

6.1.7.8 Revisión a flexo-compresión.

Nota: Ver Figuras 6-21.

$$\frac{P_{uv}}{\phi P_{n_v}} \leq 0.20 \quad \frac{P_{uv}}{2 \cdot \phi P_{n_v}} + \left(\frac{M_{uv}}{\phi M_{n_v}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_{uv}}{\phi P_{n_v}} > 0.20 \quad \frac{P_{uv}}{\phi P_{n_v}} + \frac{8}{9} \cdot \left(\frac{M_{uv}}{\phi M_{n_v}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_{uv}}{\phi P_{n_v}} = 0$$

$$I := \text{if} \left(\frac{P_{uv}}{\phi P_{n_v}} \leq 0.20, \frac{P_{uv}}{2 \cdot \phi P_{n_v}} + \frac{M_{uv}}{\phi M_{n_v}}, \frac{P_{uv}}{\phi P_{n_v}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{uv}}{\phi M_{n_v}} \right) = 0.151$$

if($I \leq 1$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

6.1.7.9 Revisión por corte.

$V_{uv} = 11.724$ **kip** Corte máximo esperado $h_b = 21.58$ **in** Altura del alma de la viga

$A_{wb} := d_b \cdot t_{wb} = 9.44$ **in²** Área del alma de la viga $K_v := 5$ Para perfiles W

Luego se plantea obtener el valor de C_v , para ello es necesario revisar la esbeltez del alma.

$$\lambda_{alma} := \frac{h_b}{t_{wb}} = 53.95$$

$$C_v := \text{if} \left(\lambda_{alma} \leq 1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_{yb}}}, 1, 1.10 \cdot \frac{\sqrt{\frac{K_v \cdot E}{F_{yb}}}}{\frac{h_b}{t_{wb}}} \right) = 1$$

$$\phi_v := 0.9 \quad V_t := 0.6 \cdot C_v \cdot A_{wb} \cdot F_{yb} = 283.2 \text{ **kip**} \quad \phi V_t := \phi \cdot V_t = 254.88 \text{ **kip**}$$

$$\frac{V_{uv}}{\phi \cdot V_t} = 0.046 \quad \text{if} \left(\frac{V_{uv}}{\phi \cdot V_t} \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

6.1.7.10 Comparación de resultados con ETABS.

$$\begin{aligned} P_{uv} &= 0 \text{ kip} & \phi P_{n_v} &= 265.081 \text{ kip} & \phi P_{nt_v} &= 729 \text{ kip} \\ V_{uv} &= 11.724 \text{ kip} & \phi V_t &= 254.88 \text{ kip} \\ M_{uv} &= 911.823 \text{ kip} \cdot \text{in} & \phi M_{n_v} &= 6030 \text{ kip} \cdot \text{in} \end{aligned}$$

Axial Force and Capacities				
	P _u Force (kip)	φP _n Capacity (kip)	φP _{nt} Capacity (kip)	
	0	265.082	729	
Moments and Capacities				
	M _u Moment (kip-in)	φM _n (kip-in)	φM _n No LTB (kip-in)	φM _n Cb=1 (kip-in)
Major Bending	911.823	6030	6030	3800.496
Minor Bending	0	597.775		
Shear Design				
	V _u Force (kip)	φV _n Capacity (kip)	Stress Ratio	
Major Shear	11.724	251.694	0.047	
Minor Shear	0	191.163	0	

Tabla 6-4. Diagrama cortante por carga muerta en viga W24x55. Fuente: ETABS

6.1.8 Revisión de la viga de 24x55 ubicada en el centro:

De manera similar a lo planteado en la columna 14x426, la viga se debe revisar tomando en cuenta la resistencia esperada de los arriostramientos, conforme a los casos a y b, descritos anteriormente.

6.1.8.1 Fuerza axial, cortante y momento último.

Combinación de carga que rige: **1.2CM + CV - Sx - 0.3Sy**

$$P_{uv} := 0 \text{ kip}$$

$$V_{uv} := 10.886 \text{ kip}$$

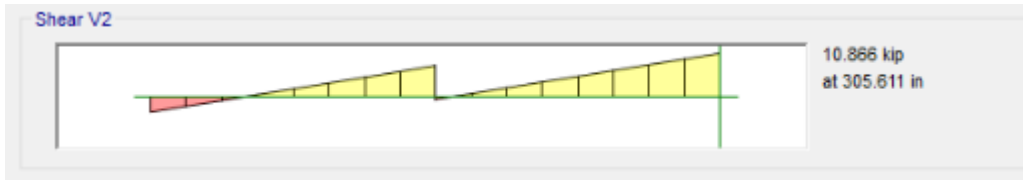


Figura 6-41. Diagrama cortante último en viga W24x55 ubicada en el centro de piso. **Tabla 5-3** Sobrecarga en la azotea. Fuente: ETABS

$$M_{uv} := 789.075 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

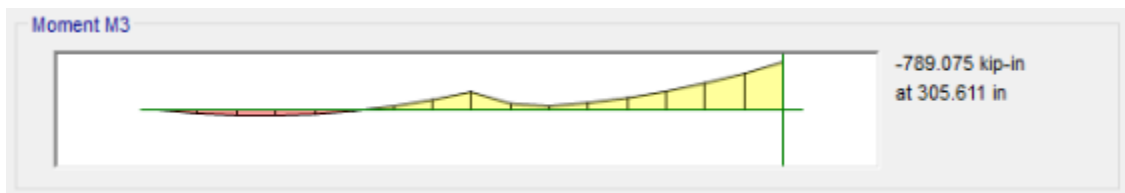


Figura 6-42. Diagrama momento último en viga W24x55 ubicada en el centro de piso. Fuente: ETABS

8.2 Resultante horizontal y vertical en la viga por los arriostramientos.

$$P_{\text{ver_caso_a}} := (P_{n1} + P_{ya} - P_{n1} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2) = 0 \text{ kip}$$

Carga vertical transmitida a la viga caso a.

$$P_{\text{ver_caso_b}} := (P_{\text{residual_1a}} + P_{ya} - P_{\text{residual_1a}} - P_{ya}) \cdot \cos(\theta_2) = 0 \text{ kip}$$

Carga vertical transmitida a la viga caso b.

$$P_{\text{ver_v}} := \max(P_{\text{ver_caso_a}}, P_{\text{ver_caso_b}}) = 0 \text{ kip}$$

Carga vertical transmitida a la viga.

$$P_{\text{hor_caso_a}} := (P_{n1} + P_{ya} - P_{n1} - P_{ya}) \cdot \sin(\theta_1) = 0 \text{ kip}$$

Carga horizontal transmitida a la viga caso a.

$$P_{\text{hor_caso_b}} := (P_{\text{residual_1a}} + P_{ya} - P_{\text{residual_1a}} - P_{ya}) \cdot \sin(\theta_1) = 0 \text{ kip}$$

Carga horizontal transmitida a la viga caso b.

$$P_{\text{hor_v}} := \max(P_{\text{hor_caso_a}}, P_{\text{hor_caso_b}}) = 0 \text{ kip}$$

Carga horizontal transmitida a la viga.

6.1.8.3 Solicitaciones requeridas de diseño.

6.1.8.3.1 Fuerzas axiales por caso de carga.

$$P_{CM} := 0 \text{ kip} \quad P_{CV} := 0 \text{ kip}$$

6.1.8.3.2 Fuerzas cortantes por caso de carga.

$$V_{CV} := 3.667 \text{ kip}$$

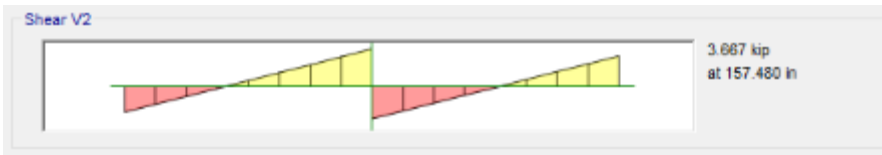


Figura 6-42. Diagrama cortante ultima de carga viva en viga W24x55 ubicada en el centro de piso. Fuente: ETABS

6.1.8.3.3 Momentos por casos de carga.

$$M_{CM} := 86.479 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

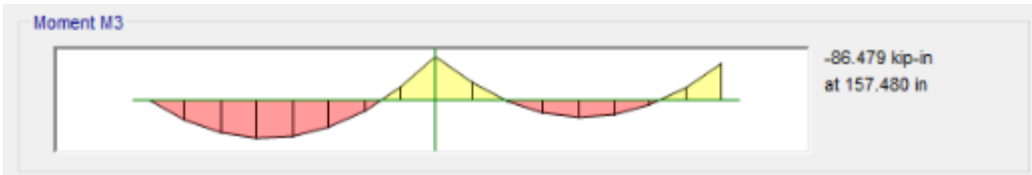


Figura 6-44. Diagrama de momento por carga muerta en viga W24x55 ubicada en el centro de piso. Fuente: ETABS

$$M_{CV} := 59.943 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

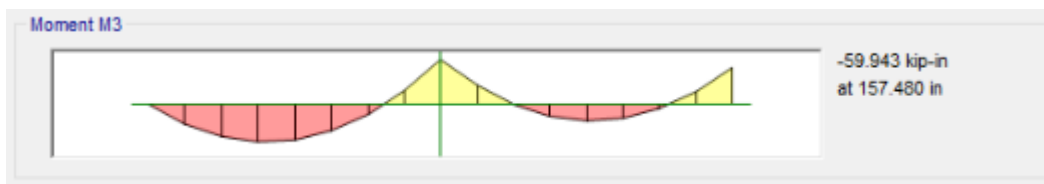


Figura 6-45. Diagrama de momento por carga viva en viga W24x55 ubicada en el centro de piso. Fuente: ETABS

$$S_{DS} := 0.50 \quad \text{Aceleración espectral para periodos cortos.}$$

$$\Omega_0 := 3 \quad \text{Factor de amplificación sísmica}$$

$$P_{u_v} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) P_{CM} + 1 \cdot P_{CV} + P_{Emh_v} = 0 \text{ kip}$$

$$V_{u_v} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) V_{CM} + 1 \cdot V_{CV} + V_{Emh_v} = 6.904 \text{ kip}$$

$$M_{u_v} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) M_{CM} + 1 \cdot M_{CV} + M_{Emh_v} = 172.366 \text{ kip}\cdot\text{in}$$

Las cargas de la combinación que requerida es:

$$P_{uv} := 0 \text{ kip} \quad V_{uv} = 10.886 \text{ kip} \quad M_{uv} = 789.075 \text{ kip}\cdot\text{in}$$

Anteriormente se ha calculado y comprobado para esta viga lo que es la revisión del pandeo local, resistencia a compresión, resistencia a flexión, revisión a flexo-compresión y revisión por corte.

6.1.8.3.4 Comparación de resultados con ETABS

$$P_{uv} = 0 \text{ kip} \quad \phi P_{n_v} := 519.702 \text{ kip} \quad \phi P_{nt_v} = 729 \text{ kip}$$

$$V_{uv} = 10.886 \text{ kip} \quad \phi V_t := 251.670 \text{ kip}$$

$$M_{uv} = 789.075 \text{ kip}\cdot\text{in} \quad \phi M_{n_v} = 6030 \text{ kip}\cdot\text{in}$$

Axial Force and Capacities				
	P _u Force (kip)	φP _{nc} Capacity (kip)	φP _{nt} Capacity (kip)	
	0	519.71	729	

Moments and Capacities				
	M _u Moment (kip-in)	φM _n (kip-in)	φM _n No LTB (kip-in)	φM _n Cb=1 (kip-in)
Major Bending	789.075	6030	6030	5544.301
Minor Bending	0	597.775		

Shear Design			
	V _u Force (kip)	φV _n Capacity (kip)	Stress Ratio
Major Shear	10.866	251.694	0.043
Minor Shear	0	191.163	0

Tabla 6-5: Relación demanda capacidad en viga W24X55 con carga amplificada. Fuente: ETABS

6.2 Diseño de placa base

6.2.1 Definición de perfil a utilizar en la plancha base:

6.2.1.1 Columna W14x426:

Propiedades:

Tipo de acero ASTM

$$d_c := 18.7 \text{ in}$$

Altura de la sección

$$A_c := 125 \text{ in}^2$$

$$b_{fc} := 16.7 \text{ in}$$

Ancho del ala

$$F_{yc} := 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

$$t_{fc} := 3.04 \text{ in}$$

Espesor del ala

$$F_{uc} := 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

$$t_{wc} := 1.88 \text{ in}$$

Espesor del alma

$$R_y := 1.1$$

$$Z_{xc} := 869 \text{ in}^3$$

Módulo plástico

$$H := 124.016 \text{ in} \quad \text{Altura de la columna}$$

6.2.1.2 Fuerzas de diseño de placa base:

$$CM := 555.905 \text{ kip}$$

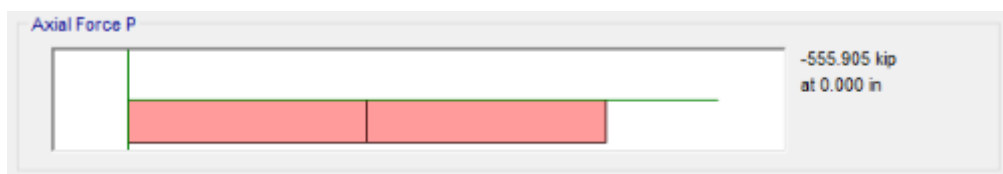


Figura 6-46. Diagrama de esfuerzo por carga muerta en base de columna W14X426. Fuente: ETABS

$$V_M := 1.660 \text{ kip}$$

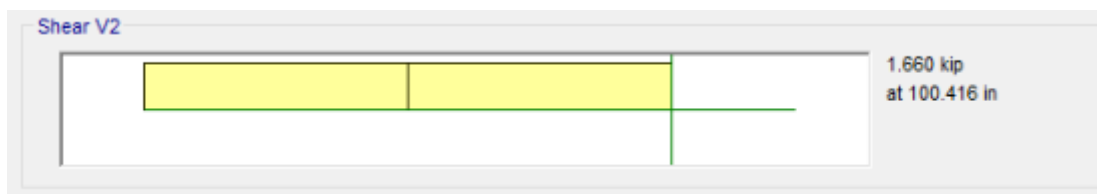


Figura 6-47. Diagrama de esfuerzo cortante en por carga muerta de columna W14X426. Fuente: ETABS

$$M_M := 106.789 \text{ kip} \cdot \text{in}$$



Figura 6-48. Diagrama de momento por carga muerta en columna W14X426. Fuente: ETABS

$$S_{DS} := 0.50 \quad \text{Aceleración espectral para periodos cortos.}$$

$$\Omega_0 := 3 \quad \text{Factor de amplificación sísmica}$$

$$Q_e = 1283.197 \text{ kip} \quad \text{Efecto de fuerzas sísmicas horizontales}$$

$$M_{Qe} := 4753.719 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Momento de fuerzas sísmicas horizontales}$$

$$P_u := (0.9 - 0.2 S_{DS}) CM + \Omega_0 \cdot Q_e = 4294.315 \text{ kip} \quad \text{Combinación 8 de ASCE/SEI 7 sección 12.4.3.2}$$

$$M_{u1} := (0.9 - 0.2 S_{DS}) M_M + \Omega_0 \cdot M_{Qe} = 14346.588 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Combinación 8 de ASCE/SEI 7 sección 12.4.3.2}$$

$$V_{u1} := (1.2 + 0.2 \cdot S_{DS}) CM + \Omega_0 \cdot Q_e = 4572.268 \text{ kip} \quad \text{Combinación 5 de ASCE/SEI 7 sección 12.4.3.2}$$

6.2.1.2.1 Para el criterio de flexión en viga:

$$V_{u2} := \frac{2 \cdot R_y \cdot F_{yc} \cdot Z_{xc}}{H} = 770.788 \text{ kip}$$

$$M_{u2} := 1.1 \cdot R_y \cdot F_{yc} \cdot Z_{xc} = 52574.5 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

6.2.1.2.2 Cargas de diseño a utilizar:

$$T_u := P_u = 4294.315 \text{ kip}$$

$$V_u := \max(V_{u1}, V_{u2}) = 4572.268 \text{ kip}$$

$$M_u := \min(M_{u1}, M_{u2}) = 14346.588 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

6.2.2 Excentricidad en la plancha base y excentricidad critica:

$$e := \frac{M_u}{P_u} = 3.341 \text{ in} \quad F'_c := 4000 \text{ psi} \quad \text{Resistencia a compresión del concreto a los 28 días.}$$

$$A_1 := B \cdot N = 784 \text{ in}^2 \quad \text{Área de la placa base.}$$

$$A_2 := 1024 \text{ in}^2 \quad \text{Área del pedestal de concreto.}$$

$$\phi := 0.65 \quad \text{Factor de minoración.}$$

$$f_{p_max} := \phi \cdot 0.85 \cdot F'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2.526 \text{ ksi} \quad q_{max} := f_{p_max} \cdot B = 70.72 \text{ kip/in}$$

$$e_{critico} := \text{abs} \left(\frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} \right) = 16.361 \text{ in}$$

6.2.3 Junta de Concreto.

$$Y := \frac{P_u}{q_{max}} = 1.542 \text{ m}$$

6.2.4 Ancho de barra de corte y estado límite de Tensión.

ASTM 1154 Rod, Grado 55. Guía de Ejemplo Placa base AISC segunda edición.

$$F_{nt} := 0.75 \cdot 269 \text{ ksi} = 201.75 \text{ ksi}$$

$$n_{bs} := 8 \quad \text{Numero de pernos en compresión apéndice D ACI-318-}$$

$$n_{bt} := 8 \quad \text{Numero de pernos en tensión apéndice.}$$

$$F_{nv} := 0.4 \cdot 298 \text{ ksi} = 119.2 \text{ ksi}$$

$$b_d := 3 \text{ in} \quad \text{Diámetro del perno a utilizar en la conexión.}$$

6.2.5 Resistencia a Corte de un perno.

$$V_{ub} := \frac{V_u}{n_{bs}} = 2542.307 \text{ kN}$$

$$\frac{0.75 \cdot F_{nv} \cdot b_d^2 \cdot \pi}{4} = 2810.971 \text{ kN}$$

$$\frac{0.75 \cdot F_{nv} \cdot b_d^2 \cdot \pi}{4} = 631.931 \text{ kip}$$

$$\text{check}_1 := \text{if} \left(V_{ub} \leq \frac{0.75 \cdot F_{nv} \cdot b_d^2 \cdot \pi}{4}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Ok"}$$

$$T_{ub} := \frac{T_u}{n_{bt}} = 2387.758 \text{ kN} \quad \text{Tensión Última actuante por cada perno.}$$

$$\frac{0.75 \cdot F_{nt} \cdot b_d^2 \cdot \pi}{4} = 4757.662 \text{ kN}$$

$$\frac{0.75 \cdot F_{nt} \cdot b_d^2 \cdot \pi}{4} = 1069.565 \text{ kip}$$

$$\text{check}_2 := \text{if} \left(T_{ub} \leq \frac{0.75 \cdot F_{nt} \cdot b_d^2 \cdot \pi}{4}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Ok"}$$

$$\frac{T_{ub}}{\frac{0.75 \cdot F_{nt} \cdot b_d^2 \cdot \pi}{4}} = 0.502 \quad \text{Relación Demanda capacidad a Tensión de los Pernos a tensión}$$

6.2.6 Espesor de placa Base

$$m := \frac{N - 0.95 d_c}{2} = 0.13 \text{ m}$$

$$n := \frac{B - 0.8 \cdot b_{fc}}{2} = 0.186 \text{ m}$$

$$f := 13.35 \text{ in} = 0.339 \text{ m}$$

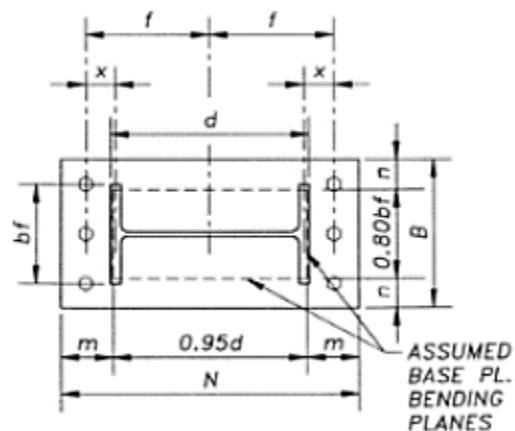


Figura 6-49. Dimensiones de placa base.
Fuente: Diseño de Placas Bases para perfiles metálico –Ing. Carlos A. Saavedra Espinoza –
WWW.SUR-CONSULTORES.COM

$$x := f - \frac{d_c}{2} + \frac{t_{fc}}{2} = 0.14 \text{ m}$$

$$c := \max(m, n, x) = 0.186 \text{ m}$$

$$t_{\text{req1}} := 2.11 \cdot \left(\sqrt[2]{\frac{T_u \cdot x}{B \cdot f_{ypl}}} \right) = 8.682 \text{ in}$$

$$t_{\text{req2}} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } Y > m \\ \left\| 1.49 \cdot c \cdot \left(\sqrt[2]{\frac{P_u}{B \cdot Y \cdot f_{ypl}}} \right) \right\| \\ \text{else if } Y \leq m \\ \left\| 2.11 \cdot \left(\sqrt[2]{\frac{P_u \cdot \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{B \cdot f_{ypl}}} \right) \right\| \end{array} \right\| = 2.451 \text{ in}$$

La placa base tendrá un espesor de 3" con dimensiones de 28in cuadrados de acero A36 tomando en cuenta la Norma Mínima de Acero Estructural Nicaragüense.

6.3 Conexión de arriostramiento a la junta viga-columna a través de angulares en alas y plancha en el alma.

6.3.1 Datos generales del pórtico SCBF.

$$H_1 := 124.016 \text{ in} \quad \text{Altura del nivel 1 y el nivel 2}$$

$$H_2 := 151.575 \text{ in} \quad \text{Altura del nivel 3 al nivel 8}$$

$$L := 314.961 \text{ in} \quad \text{Longitud de cada tramo}$$

$$N_{\text{pisos}} := 8 \quad \text{Número de pisos}$$

$$N_{\text{tramos}} := 1 \quad \text{Número de tramos}$$

Nota: Mirar geometría de figura 6-1.

$$L_{1a} := \sqrt{H_1^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} = 200.45 \text{ in}$$

Longitud del arriostramiento con respecto a H1.

$$L_{2a} := \sqrt{H_2^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} = 218.575 \text{ in}$$

Longitud del arriostramiento con respecto a H2

$$\alpha := \text{atan}\left(\frac{H_1}{0.5 \cdot L}\right) = 38.22 \text{ deg}$$

Angulo de arriostramiento con la horizontal.

$$\alpha := \text{atan}\left(\frac{H_2}{0.5 \cdot L}\right) = 43.905 \text{ deg}$$

Angulo de arriostramiento con la horizontal.

$$\theta_1 := \text{atan}\left(\frac{0.5 \cdot L}{H_1}\right) = 51.78 \text{ deg}$$

Primer Angulo de arriostramiento con la vertical.

$$\theta_2 := \text{atan}\left(\frac{0.5 \cdot L}{H_2}\right) = 46.095 \text{ deg}$$

Segundo Angulo de arriostramiento con la vertical.

$$\theta_1 := \text{atan}\left(\frac{0.5 \cdot L}{H_1}\right) = 51.78 \text{ deg}$$

Primer Angulo de arriostramiento con la vertical.

$$\theta_2 := \text{atan}\left(\frac{0.5 \cdot L}{H_2}\right) = 46.095 \text{ deg}$$

Segundo Angulo de arriostramiento con la vertical.

6.3.2 Definición de perfiles a utilizar.

6.3.2.1 Viga W24x55:

$$d_b := 23.60 \text{ in} \quad \text{Altura de la sección} \quad t_{fb} := 0.5 \text{ in} \quad \text{Espesor del ala}$$

$$b_{fb} := 7.01 \text{ in} \quad \text{Ancho del ala} \quad t_{wb} := 0.4 \text{ in} \quad \text{Espesor del alma}$$

$$K_{des} := 1.010 \text{ in}$$

6.3.2.2 Columna W14x426:

$$d_{c1} := 18.7 \text{ in} \quad \text{Altura de la sección} \quad t_{fc1} := 3.04 \text{ in} \quad \text{Espesor del ala}$$

$$b_{fc1} := 16.7 \text{ in} \quad \text{Ancho del ala} \quad t_{wc1} := 1.88 \text{ in} \quad \text{Espesor del alma}$$

6.3.2.3 Columna W14x283:

$d_{c2} := 16.7 \text{ in}$ Altura de la sección. $t_{fc2} := 2.07 \text{ in}$ Espesor del alma.

$b_{fc2} := 16.1 \text{ in}$ Ancho del ala. $t_{wc2} := 1.29 \text{ in}$ Espesor del alma.

6.3.2.4 Columna W14x176:

$d_{c3} := 15.2 \text{ in}$ Altura de la sección. $t_{fc3} := 1.31 \text{ in}$ Espesor del ala.

$b_{fc3} := 15.7 \text{ in}$ Ancho del ala. $t_{wc3} := 0.83 \text{ in}$ Espesor del alma.

6.3.2.5 Arriostre W10x68:

$d_a := 10.4 \text{ in}$ Altura de la sección. $A_{ga} := 19.9 \text{ in}^2$ Área gruesa.

$b_{fa} := 10.1 \text{ in}$ Ancho del ala. $I_{xa} := 394 \text{ in}^4$ Inercia en X.

$t_{fa} := 0.77 \text{ in}$ Espesor del ala. $I_{ya} := 134 \text{ in}^4$ Inercia en Y.

$t_{wa} := 0.47 \text{ in}$ Espesor del alma.

$r_{xa} := \sqrt{\frac{I_{xa}}{A_{ga}}} = 4.45 \text{ in}$ Radio de giro en X.

$r_{ya} := \sqrt{\frac{I_{ya}}{A_{ga}}} = 2.595 \text{ in}$ Radio de giro en Y.

6.3.2.6 Angulo de L 5" x 5" x 3/4":

$d_L := 5 \text{ in}$ Altura del Angulo. $A_{gL} := 6.98 \text{ in}^2$ Área gruesa del Angulo

$t_L := 0.75 \text{ in}$ Espesor del ángulo. $g_L := 3 \text{ in}$ Gramil del Angulo

6.3.3 Propiedades de los materiales.

6.3.3.1 Acero a utilizar ASTM A-36, ASTM A-992

$$F_{yb} := 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tención cedente de la viga.

$$F_{ub} := 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tención ultima de la viga.

$$F_{yc} := 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tención cedente de la columna.

$$F_{uc} := 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tención ultima de la columna

$$F_{ya} := 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tención cedente en arriostramientos.

$$F_{ua} := 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tención ultima en arriostramientos.

$$F_{yL} := 36 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tención cedente en el ángulo.

$$F_{uL} := 70 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tención ultima en el ángulo.

$$F_{ypL} := 36 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tención cedente en planchas.

$$F_{upL} := 58 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tención ultima en planchas.

$$E := 29000 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Módulo de Elasticidad.

$$R_{ya} := 1.1$$

Factor de sobre-resistencia en arriostres.

6.3.3.2 Pernos a utilizar ASTM A 490 CR

$$F_{nt} := 113 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tensión nominal a tracción conforme a la tabla J3.2 de la norma ANSI/AISC 360-10

$$F_{nv} := 68 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tensión nominal a corte conforme a la tabla J3.2 de la norma ANSI/AISC 360-10

6.3.3.4 Fuerza de diseño a compresión:

$$L_{ba} := L_{2a} \cdot 0.9 = 196.718 \text{ in}$$

Longitud libre del arriostramiento con respecto a H2

$$K_a := 1$$

Factor de longitud efectiva
del arriostramiento

$$E_{max} := K_a \cdot \frac{L_{ba}}{r_{ya}} = 75.808$$

Esbeltez máxima, en este caso siempre se usa el
radio de giro menor, ya que tiene la misma
longitud arriostrada en ambas direcciones.

$$F_e := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{max}^2} = 49.804 \frac{kip}{in^2}$$

Resistencia elástica al pandeo

Tensión crítica a compresión del arriostramiento:

$$F_{cr} := \text{if} \left(E_{max} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{ya} \cdot F_{ya}}}, \left(0.658 \cdot \frac{R_{ye} \cdot F_{ye}}{F_e} \right) \cdot R_{ya} \cdot F_{ya}, 0.887 \cdot F_e \right) = 34.644 \frac{kip}{in^2}$$

$$P_{u_comp_1} := 1.1 \cdot 1.14 \cdot F_{cr} \cdot A_{ga} = 864.519 \text{ kip} \quad \text{Criterio N°1}$$

$$P_{u_comp_2} := 1.1 \cdot R_{ya} \cdot F_{ya} \cdot A_{ga} = 1203.95 \text{ kip} \quad \text{Criterio N°2}$$

$$P_{u_comp} := \min(P_{u_comp_1}, P_{u_comp_2}) = 864.519 \text{ kip} \quad \text{Fuerza de diseño a compresión de la conexión}$$

6.3.3.5 Distribución de cargas:

$$T_u := P_{u_tracc} = 1094.5 \text{ kip}$$

Tracción última

$$T_{uf} := \frac{T_u \cdot b_{fa} \cdot t_{fa}}{A_{ga}} = 427.735 \text{ kip}$$

Tracción última en el ala

$$T_{uw} := T_u - 2 \cdot T_{uf} = 239.03 \text{ kip}$$

Tracción última en el alma

Nota: Ver figura. 6-50

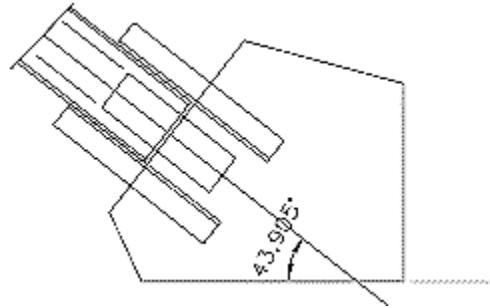


Figura 6-50. Conexión placa Gusset y ángulo de arriostre. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

6.3.4 Diseño de conexión en las alas de arriostramiento.

6.3.4.1 Diseño a corte simple de pernos:

$$d_{pf} := \frac{19}{16} \text{ in}$$

Diámetro del perno de 1 3/16" en las alas

$$A_{pf} := \frac{\pi \cdot d_{pf}^2}{4} = 1.108 \text{ in}^2$$

Área gruesa nominal del perno en las alas

$$\phi_v := 0.75$$

Factor de minoración

$$\phi_v r_{nvf} := \phi_v \cdot F_{nv} \cdot A_{pf} = 56.484 \text{ kip}$$

Resistencia minorada al corte del perno

$$n_{min} := \frac{T_{uf}}{\phi_v r_{nvf}} = 7.573$$

$$n_{min} := 8$$

Número mínimo de pernos requerido por ala.

Nota: En la plancha nodo los pernos están en doble corte, por lo cual se requiere la mitad del valor indicado, por otra parte, en las alas del arriostramiento, igualmente se requiere la mitad del valor calculado n_{min} , considerando que se conectan dos ángulos.

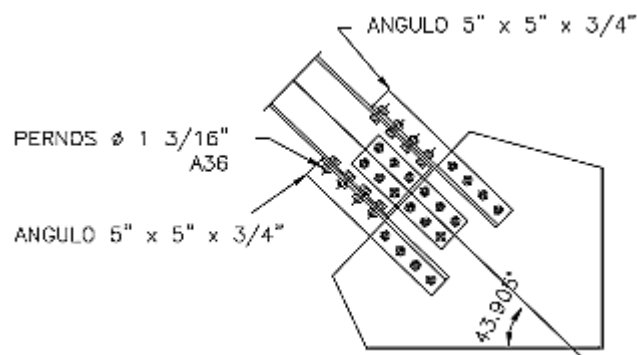


Figura 6-51. Conexión placa Gusset arriostre. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

Numero de pernos a colocar en conexión ángulos- plancha nodo.

$$n_{pLn} := \frac{n_{min}}{2} = 4$$

Numero de pernos a colocar en conexión ángulos-alas del arriostramiento (en cada ángulo).

$$n_{pLa} := \frac{n_{min}}{2} = 4$$

6.3.4.2 Chequeo de cadencia por tensión de los ángulos.

$$\phi := 0.90$$

Factor de minoración

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{yL} \cdot 2 \cdot A_{gL} = 452.304 \text{ kip}$$

Resistencia en cadencia en sección gruesa del par de ángulos.

$$D.C := \frac{T_{uf}}{\phi R_n} = 0.946$$

Relación demanda/capacidad

$$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.3.4.3 Chequeo de fractura en sección neta de los ángulos.

$$S_{min_pernos} := 3 \cdot d_{pf} = 3.563 \text{ in}$$

Separación mínima entre pernos.

$$S_{pL} := 4.5 \text{ in}$$

Separación a colocar entre pernos.

$$\text{if}(S_{pL} > S_{min_pernos}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$L_{pf} := (n_{pLa} - 1) \cdot S_{pL} = 13.5 \text{ in}$$

Longitud de fila de pernos.

$$x := g_L = 3 \text{ in}$$

Excentricidad de la conexión.

$$U := 1 - \frac{x}{L_{pf}} = 0.778$$

$$U := 0.8$$

Coeficiente de reducción de área neta.

$$d_{af_stan} := d_{pf} + \frac{1}{16} \text{ in} = 1.25 \text{ in}$$

Diámetros de agujeros estándar.

$$A_{nL} := 2 (A_{gL} - d_{af_stan} \cdot t_L) = 12.085 \text{ in}^2 \quad \text{Área neta del par de ángulos.}$$

$$A_{eL} := U \cdot A_{nL} = 9.668 \text{ in}^2 \quad \text{Área neta efectiva del par de ángulos.}$$

$$\phi := 0.75 \quad \text{Factor de minoración.}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{uL} \cdot A_{eL} = 507.57 \text{ kip} \quad \text{Resistencia a fractura en sección neta de los ángulos.}$$

$$D.C := \frac{T_{uf}}{\phi R_n} = 0.843 \quad \text{Relación demanda/capacidad}$$

$$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.3.4.4 Resistencia por aplastamiento de pernos en ángulos.

$$S_{min_borde} := 1.25 \cdot d_{pf} = 1.484 \text{ in} \quad \text{Distancia mínima del perno al borde}$$

$$Le_{pL} := 1.5 \text{ in} \quad \text{Separación colocada del perno al borde del ángulo}$$

$$\text{if}(Le_{pL} > S_{min_borde}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$L_{c1} := Le_{pL} - 0.5 \cdot d_{af_stan} = 0.875 \text{ in} \quad \text{Longitud al desgarramiento entre el perno y el borde del ángulo.}$$

$$L_{c2} := S_{pL} - d_{af_stan} = 3.25 \text{ in} \quad \text{Longitud al desgarramiento entre pernos en el ángulo.}$$

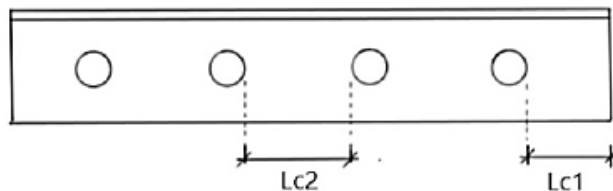


Figura 6-52. Longitud de separación entre pernos en angular de arriostre. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

$$R_{n1} := \min(1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_L \cdot F_{uL}, 2.4 \cdot d_{pf} \cdot t_L \cdot F_{uL}) = 55.125 \text{ kip} \quad \text{Perno en borde}$$

$$R_{n2} := \min(1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_L \cdot F_{uL}, 2.4 \cdot d_{pf} \cdot t_L \cdot F_{uL}) = 149.625 \text{ kip} \quad \text{Perno interior}$$

$$\phi := 0.75 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (2 R_{n1} + 2 (n_{pLa} - 1) \cdot R_{n2}) = 756 \text{ kip} \quad \text{Resistencia por aplastamiento de conjunto de pernos en ángulos.}$$

$$D.C := \frac{T_{uf}}{\phi R_n} = 0.566 \quad \text{Relación demanda/capacidad}$$

$$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.3.4.5 Resistencia por aplastamiento de pernos en alas del arriostramiento.

$$S_{\min_borde} := 1.25 \cdot d_{pf} = 1.484 \text{ in} \quad \text{Distancia mínima del perno al borde}$$

$$Le_{pa} := 3 \text{ in} \quad \text{Separación colocada del perno al borde del arriostramiento}$$

$$\text{if}(Le_{pa} > S_{\min_borde}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$L_{c1} := Le_{pa} - 0.5 \cdot d_{af_stan} = 2.375 \text{ in} \quad \text{Longitud al desgarramiento entre el perno y el borde del arriostramiento}$$

$$L_{c2} := S_{pL} - d_{af_stan} = 3.25 \text{ in} \quad \text{Longitud al desgarramiento entre pernos en el arriostramiento}$$

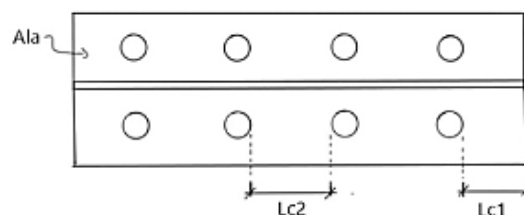


Figura 6-53. Longitud de separación entre pernos, Ala de arriostramiento. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

$$R_{n1} := \min(1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_{fa} \cdot F_{ua}, 2.4 \cdot d_{pf} \cdot t_{fa} \cdot F_{ua}) = 142.643 \text{ kip} \quad \text{Perno en borde}$$

$$R_{n2} := \min(1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_{fa} \cdot F_{ua}, 2.4 \cdot d_{pf} \cdot t_{fa} \cdot F_{ua}) = 142.643 \text{ kip} \quad \text{Perno interior}$$

$$\phi := 0.75 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (2 R_{n1} + 2 (n_{pLa} - 1) \cdot R_{n2}) = 855.855 \text{ kip} \quad \text{Resistencia por aplastamiento de conjunto de pernos en alas del arriostramiento}$$

$$D.C := \frac{T_{uf}}{\phi R_n} = 0.5 \quad \text{Relación demanda/capacidad}$$

$$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.3.4.6 Chequeo de bloque de corte en los ángulos.

a) Numero de pernos y longitudes:

$$n_{pLa} = 4 \quad \text{Numero de pernos en cada ala}$$

$$d_{af_stan} = 1.25 \text{ in} \quad U_{bs} := 1 \quad \text{Diámetros de agujeros estándar.}$$

$$L_{et} := d_L - g_L = 2 \text{ in} \quad \text{Longitud a tracción.}$$

$$L_{ev} := L_{pf} + L_{e_{pL}} = 15 \text{ in} \quad \text{Longitud a corte}$$

b) Área gruesa y neta del par de ángulos (Corte y tracción):

$$A_{gvL} := 2 \cdot L_{ev} \cdot t_L = 22.5 \text{ in}^2 \quad \text{Área gruesa a corte del par de ángulos.}$$

$$A_{nvL} := 2 (L_{ev} - (n_{pLa} - 0.5) \cdot d_{af_stan}) \cdot t_L = 15.938 \text{ in}^2 \quad \text{Área neta a corte del par de ángulos.}$$

$$A_{ntL} := 2 \cdot (L_{et} - 0.5 \cdot d_{af_stan}) \cdot t_L = 2.063 \text{ in}^2 \quad \text{Área neta a tracción del par de ángulos.}$$

c) Relación demanda/capacidad:

$$\phi := 0.75 \quad \text{Factor de minoración.}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (U_{bs} \cdot F_{uL} \cdot A_{ntL} + \min(0.6 \cdot F_{uL} \cdot A_{nvL}, 0.6 \cdot F_{yL} \cdot A_{gvL})) = 472.781 \text{ kip}$$

$$D.C := \frac{T_{uf}}{\phi R_n} = 0.905 \quad \text{Relación demanda/capacidad}$$

if($D.C \leq 1$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

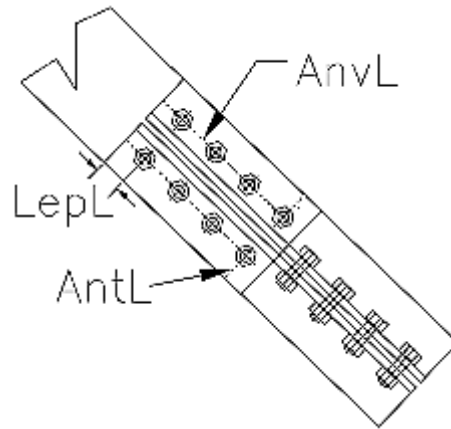


Figura 6-54. Área neta de corte y Área neta de tracción, Angulares de arriostre. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

6.3.4.7 Chequeo de bloque de corte en las alas del arriostramiento:

a) Numero de pernos y longitudes:

$$n_{pLa} = 4 \quad \text{Numero de pernos en cada ala}$$

$$d_{af_stan} = 1.25 \text{ in} \quad U_{bs} := 1 \quad \text{Diámetros de agujeros estándar}$$

$$L_{et} := g_L = 3 \text{ in} \quad \text{Longitud a tracción}$$

$$L_{ev} := L_{pf} + Le_{pa} = 16.5 \text{ in} \quad \text{Longitud a corte}$$

b) Área gruesa y neta del arriostramiento (Corte y tracción):

$$A_{gva} := 2 \cdot L_{ev} \cdot t_{fa} = 25.41 \text{ in}^2$$

Área gruesa a corte del arriostramiento

$$A_{nva} := 2 \cdot (L_{ev} - (n_{pLa} - 0.5) \cdot d_{af_stan}) \cdot t_{fa} = 18.673 \text{ in}^2$$

Área neta a corte del arriostramiento

$$A_{nta} := 2 \cdot (L_{et} - 0.5 \cdot d_{af_stan}) \cdot t_{fa} = 3.658 \text{ in}^2$$

Área neta a tracción del arriostramiento

c) Relación demanda/capacidad:

$$\phi := 0.75 \quad \text{Factor de minoración.}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (U_{bs} \cdot F_{ua} \cdot A_{nta} + \min(0.6 \cdot F_{ua} \cdot A_{nva}, 0.6 \cdot F_{ya} \cdot A_{gva})) = 724.474 \text{ kip}$$

$$D.C := \frac{T_{uf}}{\phi R_n} = 0.59 \quad \text{Relación demanda/capacidad.}$$

$$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.3.5 Diseño de conexión en el alma del arriostramiento.

6.3.5.1 Diseño a corte simple de pernos:

$$d_{pw} := \frac{3}{4} \text{ in} \quad \text{Diámetro del perno de 3/4"}$$

$$A_{pw} := \frac{\pi \cdot d_{pw}^2}{4} = 0.442 \text{ in}^2 \quad \text{Área gruesa nominal del perno en el alma.}$$

$$\phi_v := 0.75 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi_v r_{nvw} := \phi_v \cdot F_{nv} \cdot A_{pw} = 22.531 \text{ kip} \quad \text{Resistencia minorada al corte del perno}$$

$$n_{min} := \frac{T_{uw}}{2 \phi_v r_{nvw}} = 5.304$$

$$n_{min} := 6 \quad \text{Número mínimo de pernos requerido en el alma.}$$

Es importante destacar que, tanto en la plancha nodo como en el alma del arriostramiento, los pernos están en doble corte, por ello, se considera dos veces la resistencia del perno $2\phi_v r_{nvw}$.

$n_{fpw} := 2$ Numero de filas de pernos a colocar en el alma

Adicionalmente, colocaremos los pernos en 2 filas, por lo cual, deberá elegirse la cantidad de pernos por fila en múltiplos de dos.

$n_{ppw} := 12$ Numero de pernos requeridos en conexión plancha-plancha nodo o plancha-alma de arriostramiento:

$\frac{n_{ppw}}{n_{fpw}} = 6$ Numero de pernos por fila

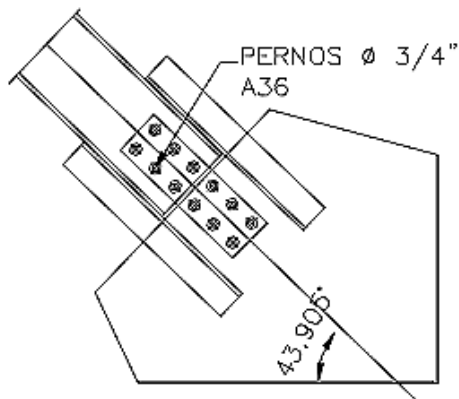


Figura 6-54. Diámetro y acero de pernos. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

6.3.5.2 Chequeo de cadencia por tensión de la plancha de conexión en el alma.

$w_{pw} := 7 \text{ in}$ Ancho de plancha de conexión al alma
Mayor a $6 d_{pw} = 4.5 \text{ in}$ y menor a $d_a - 2 t_{fa} = 8.86 \text{ in}$

$t_{pw} := \frac{5}{8} \text{ in}$ Espesor de plancha de conexión al alma.

$A_{gpw} := 2 (w_{pw} \cdot t_{pw}) = 8.75 \text{ in}^2$ Área gruesa del par de plancha de conexión del alma.

$\phi := 0.90$ Factor de minoración.

$\phi R_n := \phi \cdot F_{ypl} \cdot A_{gpw} = 283.5 \text{ kip}$ Resistencia a cadencia en sección gruesa del par de planchas de conexión al alma

$$D.C := \frac{T_{uw}}{\phi R_n} = 0.843 \quad \text{Relación demanda/capacidad}$$

$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

6.3.5.3 Chequeo de cadencia por fractura en sección neta de la plancha de conexión en el alma.

$$d_{aw_stan} := d_{pw} + \frac{1}{16} \text{ in} = 0.813 \text{ in} \quad \text{Diámetros de agujeros estándar.}$$

$$A_{npw} := 2 (w_{pw} \cdot t_{pw} - n_{tpw} \cdot d_{aw_stan} \cdot t_{pw}) = 6.719 \text{ in}^2 \quad \text{Área neta del par de planchas de conexión al alma.}$$

$$A_{epw} := \min(A_{npw}, 0.85 \cdot A_{gpw}) = 6.719 \text{ in}^2 \quad \text{Área neta efectiva del par de planchas de conexión al alma.}$$

$$\phi := 0.75 \quad \text{Factor de minoración.}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{upl} \cdot A_{epw} = 292.266 \text{ kip}$$

$$D.C := \frac{T_{uw}}{\phi R_n} = 0.818 \quad \text{Relación demanda/capacidad.}$$

$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

6.3.5.4 Longitudes críticas para el chequeo por aplastamiento de pernos en el alma.

$$S_{min_vert} := 3 d_{pw} = 2.25 \text{ in} \quad \text{Separación vertical mínima entre pernos.}$$

$$S_{pww} := 3.7 \text{ in} \quad \text{Separación vertical colocada entre pernos.}$$

$\text{if}(S_{pww} > S_{min_vert}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

$$S_{min_horiz} := 3 d_{pw} = 2.25 \text{ in} \quad \text{Separación horizontal mínima entre pernos.}$$

$$S_{pwh} := 2.5 \text{ in} \quad \text{Separación horizontal colocada entre fila de pernos.}$$

$\text{if}(S_{pwh} > S_{min_horiz}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

$l_{pwh} := (n_{fpw} - 1) \cdot S_{pwh} = 2.5 \text{ in}$ Longitud entre filas extremas de pernos.

$l_{pwh_max} := W_{pw} - 2 \cdot 1.25 \cdot d_{pw} = 5.125 \text{ in}$ Longitud máxima entre filas extremas de pernos.

$l_{pww} := \left(\frac{n_{ppw}}{n_{fpw}} - 1 \right) \cdot S_{pww} = 18.5 \text{ in}$ Longitud de fila de pernos.

$l_{pwh} := (n_{fpw} - 1) \cdot S_{pwh} = 2.5 \text{ in}$ Longitud entre filas extremas de pernos.

$l_{pwh_max} := W_{pw} - 2 \cdot 1.25 \cdot d_{pw} = 5.125 \text{ in}$ Longitud máxima entre filas extremas de pernos.

Nota: Verificamos que se cumpla la condición geométrica anterior, de no ser así, se deberá disminuir separación entre fila de pernos S_{pwh} , número de filas o aumentar el ancho de plancha de conexión al alma W_{pw} .

$\text{if}(l_{pwh} \leq l_{pwh_max}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

$S_{min_borde} := 1.25 d_{pf} = 1.484 \text{ in}$ Separación mínima al borde de la plancha.

$Le_{pwh} := \frac{W_{pw} - l_{pwh}}{2} = 2.25 \text{ in}$ Separación de fila de pernos al borde de la plancha.

$\text{if}(Le_{pwh} > S_{min_borde}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

$Le_{pww1} := 2.5 \text{ in}$ Separación de pernos extremos al borde de la plancha.

$\text{if}(Le_{pww1} > S_{min_borde}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

$Le_{pww2} := 3 \text{ in}$ Separación de pernos extremos al borde de la plancha.

$\text{if}(Le_{pww2} > S_{min_borde}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

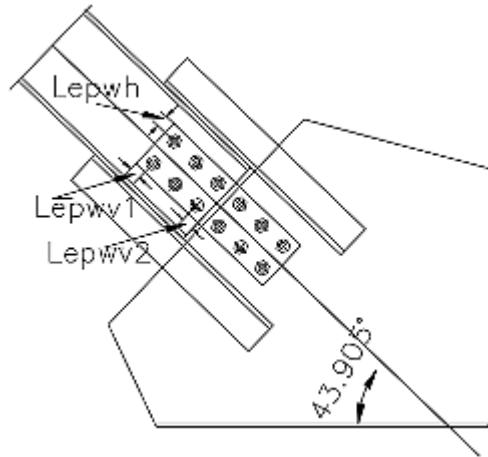


Figura 6-55. Separación de pernos extremos al borde de la plancha. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

$$L_{c1} := Le_{pwh} - 0.5 \cdot d_{aw_stan} = 1.844 \text{ in} \quad \text{Longitud al desgarramiento entre el perno y el borde de la plancha.}$$

$$L_{c2} := S_{pww} - d_{aw_stan} = 2.888 \text{ in} \quad \text{Longitud al desgarramiento entre pernos en la plancha.}$$

6.3.5.5 Resistencia por aplastamiento de pernos en planchas de conexión en el alma.

$$R_{n1} := \min(1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_{pw} \cdot F_{upl}, 2.4 \cdot d_{pw} \cdot t_{pw} \cdot F_{upl}) = 65.25 \text{ kip} \quad \text{Perno en borde.}$$

$$R_{n2} := \min(1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_{pw} \cdot F_{upl}, 2.4 \cdot d_{pw} \cdot t_{pw} \cdot F_{upl}) = 65.25 \text{ kip} \quad \text{Perno interior.}$$

$$\phi := 0.75 \quad \text{Factor de minoración}$$

Nota: se multiplica por dos debido a las planchas.

Resistencia por aplastamiento de conjunto de pernos en ángulos.

$$\phi R_n := \phi \cdot 2 \cdot (2 R_{n1} + 2 (n_{ppw} - 1 \cdot n_{fpw}) \cdot R_{n2}) = 2153.25 \text{ kip}$$

$$D.C := \frac{T_{uw}}{\phi R_n} = 0.111 \quad \text{Relación demanda/capacidad.}$$

$$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.3.5.6 Resistencia por aplastamiento de pernos en el alma del arriostramiento.

$$R_{n1} := 2.4 \cdot d_{pf} \cdot t_{wa} \cdot F_{ua} = 87.068 \text{ kip} \quad \text{Perno en borde.}$$

$$R_{n2} := \min(1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_{wa} \cdot F_{ua}, 2.4 \cdot d_{pf} \cdot t_{wa} \cdot F_{ua}) = 87.068 \text{ kip} \quad \text{Perno interior.}$$

$$\phi := 0.75 \quad \text{Factor de minoración.}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (2 R_{n1} + 2 (n_{ppw} - 1 \cdot n_{fpw}) \cdot R_{n2}) = 1436.614 \text{ kip} \quad \text{Resistencia por aplastamiento de conjunto de pernos en ángulos.}$$

$$D.C := \frac{T_{uw}}{\phi R_n} = 0.166 \quad \text{Relación demanda/capacidad.}$$

$$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.3.5.7 Chequeo por bloque de corte en plancha de conexión en el alma.

a) Longitudes:

$$d_{aw_stan} = 0.813 \text{ in} \quad U_{bs} := 1 \quad \text{Diámetros de agujeros estándar.}$$

$$L_{et} := l_{pwh} = 2.5 \text{ in} \quad \text{Longitud a tracción.}$$

$$L_{ev} := l_{pww} + l_{epwv1} = 21 \text{ in} \quad \text{Longitud a corte.}$$

b) Área gruesa y neta de planchas (Corte y tracción):

$$A_{gvpw} := 2 \cdot (2 L_{ev} \cdot t_{pw}) = 52.5 \text{ in}^2 \quad \text{Área gruesa a corte del par de planchas de conexión al alma.}$$

$$A_{nvpw} := 2 \left(2 \left(L_{ev} - \left(\frac{n_{ppw}}{n_{fpw}} - 0.5 \right) \cdot d_{aw_stan} \right) \cdot t_{pw} \right) = 41.328 \text{ in}^2 \quad \text{Área neta a corte del par de planchas de conexión al alma.}$$

$$A_{ntpw} := 2 \cdot (L_{et} - (n_{fpw} - 1) \cdot d_{aw_stan}) \cdot t_{pw} = 2.109 \text{ in}^2 \quad \text{Área neta a tracción del par de planchas de conexión al alma.}$$

Nota: se considera el área de ambas planchas a los lados del alma del arriostramiento.

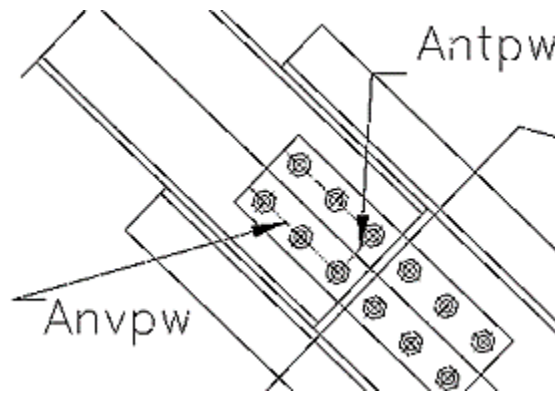


Figura 6-56. Área gruesa y neta de planchas (Corte y tracción): Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

c) Relación demanda/capacidad:

$\phi := 0.75$ Factor de minoración.

$$\phi R_n := \phi \cdot (U_{bs} \cdot F_{upl} \cdot A_{ntpw} + \min(0.6 \cdot F_{upl} \cdot A_{nvpw}, 0.6 \cdot F_{ypl} \cdot A_{gvpw})) = 942.258 \text{ kip}$$

$$D.C := \frac{T_{uw}}{\phi R_n} = 0.254 \quad \text{Relación demanda/capacidad.}$$

if($D.C \leq 1$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

6.3.5.8 Chequeo de bloque de corte en el alma del arriostramiento:

a) Longitudes:

$$d_{aw_stan} = 0.813 \text{ in} \quad U_{bs} := 1 \quad \text{Diámetros de agujeros estándar.}$$

$$L_{et} := l_{pwh} = 2.5 \text{ in} \quad \text{Longitud a tracción.}$$

$$L_{ev} := l_{pww} + Le_{pww2} = 21.5 \text{ in} \quad \text{Longitud a corte.}$$

$$A_{gva} := 2 \cdot L_{ev} \cdot t_{wa} = 20.21 \text{ in}^2 \quad \text{Área gruesa a corte del arriostramiento}$$

$$A_{nva} := 2 \left(L_{ev} - \left(\frac{n_{ppw}}{n_{tpw}} - 0.5 \right) \cdot d_{aw_stan} \right) \cdot t_{wa} = 16.009 \text{ in}^2 \quad \text{Área neta a corte en el alma del arriostramiento}$$

$$A_{nta} := (L_{et} - (n_{fpw} - 1) \cdot d_{aw_stan}) \cdot t_{wa} = 0.793 \text{ in}^2$$

Área neta a tracción en el alma del arriostramiento.

c) Relación demanda/capacidad:

$$\phi := 0.75 \quad \text{Factor de minoración.}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (U_{bs} \cdot F_{ua} \cdot A_{nta} + \min(0.6 \cdot F_{ua} \cdot A_{nva}, 0.6 \cdot F_{ya} \cdot A_{gva})) = 493.39 \text{ kip}$$

$$D.C := \frac{T_{uw}}{\phi R_n} = 0.484 \quad \text{Relación demanda/capacidad.}$$

if($D.C \leq 1$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

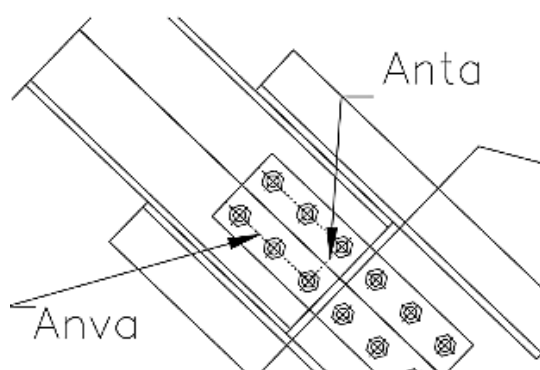


Figura 6-57. Área gruesa y neta en arriostres (Corte y tracción). Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

6.3.5.9 Chequeo de relación entre cedencia por tensión y cedencia por fractura en sección neta del arriostramiento.

Se debe de chequear que la resistencia a cedencia por tensión del área gruesa del arriostramiento sea menor a la cedencia por fractura en sección neta del mismo, para así evitar que la falla en dicho elemento sea frágil.

a) Cedencia por tensión:

$$\phi := 0.75 \quad \text{Factor de minoración.}$$

$$\phi R_{n1} := \phi \cdot F_{ya} \cdot A_{ga} = 746.25 \text{ kip}$$

Resistencia a cedencia en sección gruesa del arriostramiento.

b) Área neta y efectiva del arriostramiento:

$d_{af_stan} = 1.25 \text{ in}$ Diámetro de agujero entandar en el ala del arriostramiento

$d_{aw_stan} = 0.813 \text{ in}$ Diámetro de agujero entandar en el alma del arriostramiento

$A_{na} := A_{ga} - (4 \cdot d_{af_stan} \cdot t_{fa} + n_{fpw} \cdot d_{aw_stan} \cdot t_{wa}) = 15.286 \text{ in}^2$ Área neta del arriostramiento en sección A-A

Nota: La sección A-A es las más desfavorables ya que todos los pernos se encuentran alineados.

$A_e := A_{na} = 15.286 \text{ in}^2$

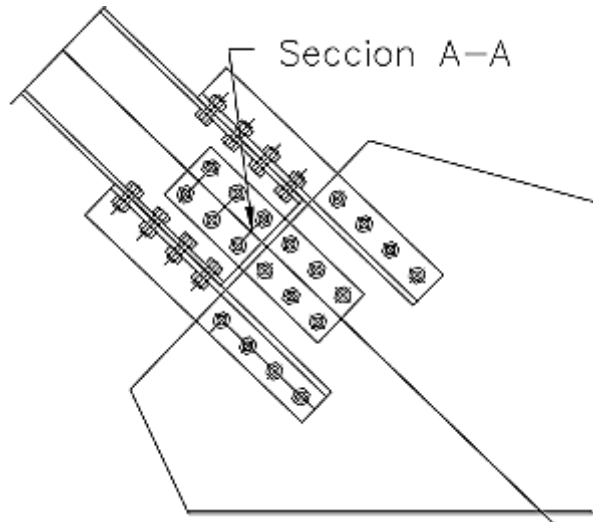


Figura 6-58. Área neta efectiva del arriostramiento en sección A-A. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

c) Relación demanda/capacidad:

$\phi := 0.90$ Factor de minoración

$\phi R_{n2} := \phi \cdot F_{ua} \cdot A_e = 894.246 \text{ kip}$

$D.C := \frac{\phi R_{n1}}{\phi R_{n2}} = 0.835$ Relación demanda/capacidad

$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

6.3.6 Diseño de plancha nodo.

6.3.6.1 Chequeo de bloque de corte en plancha nodo con conexión en el alma del arriostramiento:

a) Longitudes:

$$d_{aw_stan} = 0.813 \text{ in} \quad U_{bs} := 1 \quad \text{Diámetros de agujeros estándar}$$

$$L_{et} := l_{pwh} = 2.5 \text{ in} \quad \text{Longitud a tracción}$$

$$L_{ev} := l_{pww} + Le_{pww2} = 21.5 \text{ in} \quad \text{Longitud a corte}$$

$$t_{pn} := 1.125 \text{ in} \quad \text{Espesor de plancha nodo (asumido)}$$

Nota: Se asume que la plancha de conexión en el alma del arriostramiento es simétrica.

$$A_{gvpn} := 2 \cdot L_{ev} \cdot t_{pn} = 48.375 \text{ in}^2 \quad \text{Área gruesa a corte del arriostramiento}$$

$$A_{nvpn} := 2 \left(L_{ev} - \left(\frac{n_{ppw}}{n_{fpw}} - 0.5 \right) \cdot d_{aw_stan} \right) \cdot t_{pn} = 38.32 \text{ in}^2 \quad \text{Área neta a corte en el alma del arriostramiento}$$

$$A_{ntpn} := (L_{et} - (n_{fpw} - 1) \cdot d_{aw_stan}) \cdot t_{pn} = 1.898 \text{ in}^2 \quad \text{Área neta a tracción en el alma del arriostramiento}$$

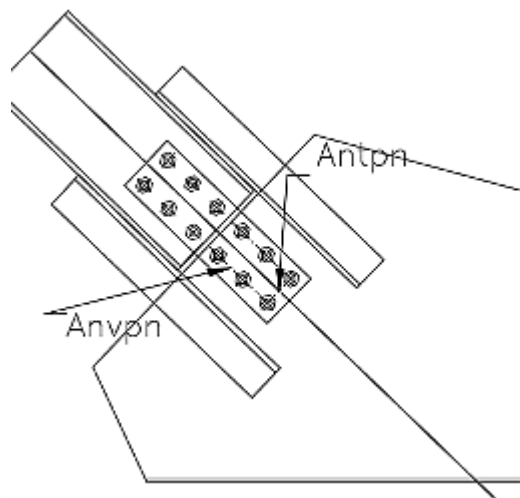


Figura 6-59. Chequeo de bloque de corte en plancha nodo con conexión en el alma del arriostramiento. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

c) Relación demanda/capacidad:

$\phi := 0.75$ Factor de minoración

$$\phi R_n := \phi \cdot (U_{bs} \cdot F_{upl} \cdot A_{ntpn} + \min(0.6 \cdot F_{upl} \cdot A_{nvpn}, 0.6 \cdot F_{ypl} \cdot A_{gvpn})) = 866.257 \text{ kip}$$

$$D.C := \frac{T_{uw}}{\phi R_n} = 0.276 \quad \text{Relación demanda/capacidad.}$$

$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

6.3.6.2 Chequeo de bloque de corte total en plancha nodo.

a) Longitudes y disposición de pernos:

$n_{pLa} = 4$ Numero de pernos en cada ala.

$d_{af_stan} = 1.25 \text{ in}$ $U_{bs} := 1$ Diámetros de agujeros estándar en el ala.

$d_{aw_stan} = 0.813 \text{ in}$ Diámetros de agujeros estándar en el ala.

$Le_{pL} = 1.5 \text{ in}$ Separación colocada del perno al borde del Angulo.

$L_{et} := d_a + 2 g_L = 16.4 \text{ in}$ Longitud a tracción.

$L_{ev} := L_{pf} + Le_{pL} = 15 \text{ in}$ Longitud a corte.

b) Área neta y gruesa de la plancha nodo (corte y tracción total)

$A_{gvpn} := 2 \cdot L_{ev} \cdot t_{pn} = 33.75 \text{ in}^2$ Área gruesa a corte total en plancha nodo

$A_{nvpn} := 2 (L_{ev} - (n_{pLa} - 0.5) \cdot d_{af_stan}) \cdot t_{pn} = 23.906 \text{ in}^2$ Área neta a corte total en plancha nodo

$A_{ntpn} := (L_{et} - d_{af_stan}) \cdot t_{pn} = 17.044 \text{ in}^2$ Área neta a tracción total en plancha nodo

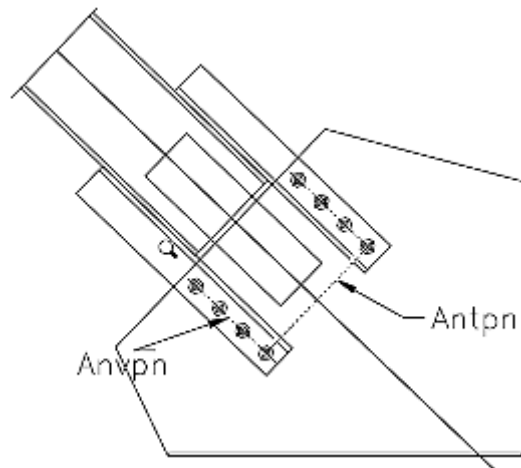


Figura 6-60. Chequeo de bloque de corte total en plancha nodo. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

c) Relación demanda/capacidad:

$\phi := 0.75$ Factor de minoración.

$$\phi R_n := \phi \cdot (U_{bs} \cdot F_{upl} \cdot A_{ntpn} + \min(0.6 \cdot F_{upl} \cdot A_{nvpn}, 0.6 \cdot F_{ypI} \cdot A_{gvpn})) = 1288.153 \text{ kip}$$

$$D.C := \frac{T_u}{\phi R_n} = 0.85 \quad \text{Relación demanda/capacidad.}$$

if($D.C \leq 1$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

6.3.6.3 Chequeo de cedencia por tensión de plancha nodo.

$$L_w := 2 \cdot L_{pf} \cdot \tan(30^\circ) + d_a + 2 \cdot g_L = 31.988 \text{ in} \quad \text{Ancho de Whitmore}$$

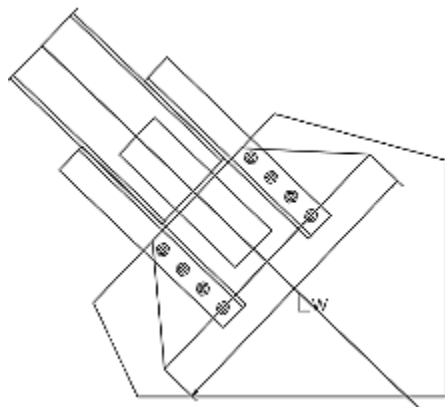


Figura 6-61. Chequeo de cedencia por tensión de plancha nodo. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

$\phi := 0.90$ Factor de minoración.

$$\phi R_n := \phi \cdot (F_{ypl} \cdot L_w \cdot t_{pn}) = 1165.979 \text{ kip}$$

$$D.C := \frac{T_u}{\phi R_n} = 0.939 \quad \text{Relación demanda/capacidad.}$$

$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

6.3.7 Distribución de fuerzas a viga y columna.

6.3.7.1 Geometría de la plancha:

Se debe tener un dimensionamiento de la conexión en este paso, es decir, se hace un esquema grafico de dicha conexión para obtener los siguientes valores:

$$e_c := \frac{d_{c2}}{2} = 8.35 \text{ in} \quad \text{Distancia entre el eje de la columna y la plancha nodo}$$

$$e_b := \frac{d_b}{2} = 11.8 \text{ in} \quad \text{Distancia entre el eje de la viga y la plancha nodo}$$

$$L_{pn} := 45.8 \text{ in} \quad \text{Longitud de plancha al centro de unión viga-columna}$$

$$L_x := 33.54 \text{ in} \quad \text{Longitud de la plancha nodo en X}$$

$$L_y := 25.43 \text{ in} \quad \text{Longitud de la plancha nodo en Y}$$

$$t_{pn} = 1.125 \text{ in} \quad \text{Espesor de la plancha nodo}$$

$$\alpha := \frac{L_x}{2} = 16.77 \text{ in} \quad \text{Longitud de ubicación aproximada a resultantes de fuerza de plancha nodo}$$

$$\beta := \frac{L_y}{2} = 12.715 \text{ in}$$

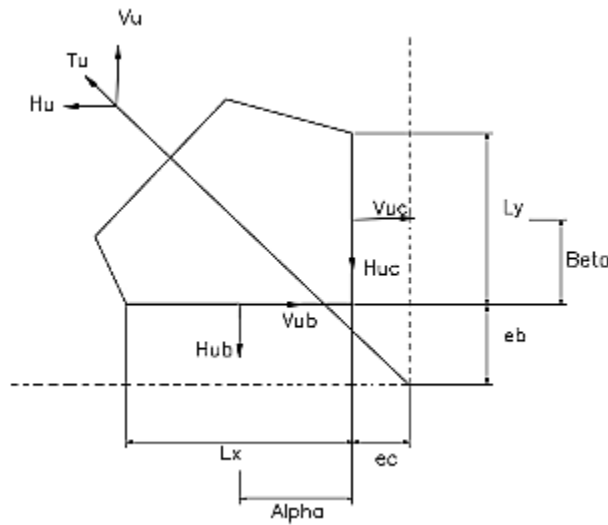


Figura 6-62. Geometría de plancha. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

6.3.7.2 Calculo de fuerzas en la interfaz de la plancha nodo.

$$r := \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} = 35.1 \text{ in}$$

$$H_{uc} := \frac{e_c}{r} \cdot T_u = 260.374 \text{ kip} \quad \text{Fuerza horizontal en la columna}$$

$$V_{uc} := \frac{\beta}{r} \cdot T_u = 396.485 \text{ kip} \quad \text{Fuerza vertical en la columna}$$

$$H_{ub} := \frac{\alpha}{r} \cdot T_u = 522.93 \text{ kip} \quad \text{Fuerza horizontal en la viga}$$

$$V_{ub} := \frac{e_b}{r} \cdot T_u = 367.953 \text{ kip} \quad \text{Fuerza vertical en la viga}$$

6.3.7.3 Calculo de la soldadura en conexión plancha nodo-viga y plancha nodo-columna.

$$F_{EXX} := 60 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad \text{Resistencia limite a tracción del metal de aporte}$$

$$P_{uc} := \sqrt{H_{uc}^2 + V_{uc}^2} = 474.336 \text{ kip} \quad \text{Fuerza en soldadura en conexión plancha nodo-columna}$$

$$\theta_c := \text{atan}\left(\frac{H_{uc}}{V_{uc}}\right) = 33.293 \text{ deg}$$

Angulo con respecto al cordón de soldadura de la fuerza en soldadura en conexión plancha nodo-columna.

$$P_{ub} := \sqrt{H_{ub}^2 + V_{ub}^2} = 639.41 \text{ kip}$$

Fuerza en soldadura en conexión plancha nodo-viga.

$$\theta_b := \text{atan}\left(\frac{V_{ub}}{H_{ub}}\right) = 35.132 \text{ deg}$$

Angulo con respecto al cordón de soldadura de la fuerza en soldadura en conexión plancha nodo-viga.

$$\phi := 0.75$$

Factor de minoración

$$\phi F_W := \phi \cdot 0.6 \cdot F_{EXX} = 27 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Esfuerzo de cortante minorado de diseño de la soldadura

$$\phi F_{Wnc} := \phi F_W \cdot \left(1 + 0.5 (\sin(\theta_c))^{1.5}\right) = 32.49 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Esfuerzo cortante minorado afectado por el Angulo θ_c para el diseño de la soldadura

$$\phi F_{Wnb} := \phi F_W \cdot \left(1 + 0.5 (\sin(\theta_b))^{1.5}\right) = 32.893 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Esfuerzo cortante minorado afectado por el Angulo θ_b para el diseño de la soldadura

$$D_{wb} := \frac{1}{2} \text{ in}$$

Espesor de soldadura en viga, a ambos lados de la plancha nodo.

$$L_{wb} := L_x - 2 \text{ in} = 31.54 \text{ in}$$

Longitud de soldadura en viga.

$$L_{wc} := L_y - 2 \text{ in} = 23.43 \text{ in}$$

Longitud de soldadura en columna.

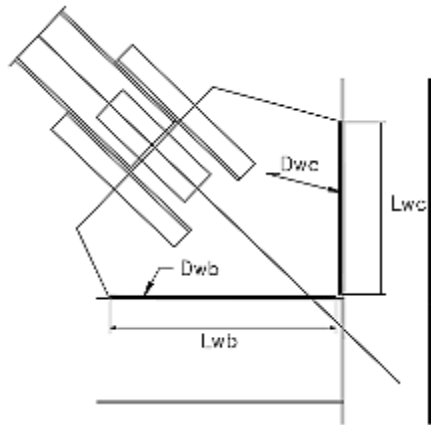


Figura 6-63. Longitud de soldadura.
Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

$$\beta := \text{if} \left(\frac{L_{wc}}{D_{wc}} < 100, 1, 1.2 - 0.002 \cdot \frac{L_{wc}}{D_{wc}} \right) = 1$$

Factor de reducción por la longitud de soldadura.

$$\phi R_n := \frac{2 \cdot \phi F_{wnc} \cdot L_{wc} \cdot D_{wc} \cdot \beta}{\sqrt{2}} = 538.284 \text{ kip}$$

Resistencia de soldadura en columna.

$$D.C := \frac{P_{uc}}{\phi R_n} = 0.881$$

Relación demanda/capacidad

$$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\beta := \text{if} \left(\frac{L_{wb}}{D_{wb}} < 100, 1, 1.2 - 0.002 \cdot \frac{L_{wb}}{D_{wb}} \right) = 1$$

Factor de reducción por la longitud de soldadura

$$\phi R_n := \frac{2 \cdot \phi F_{wnb} \cdot L_{wb} \cdot D_{wb} \cdot \beta}{\sqrt{2}} = 733.59 \text{ kip}$$

Resistencia de soldadura en la viga

$$D.C := \frac{P_{ub}}{\phi R_n} = 0.872$$

Relación demanda/capacidad

$$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.3.7.4 Chequeo por compresión de la plancha nodo.

$$l_1 := L_{pn} - \sqrt{e_c^2 + e_b^2} - (L_{pf} + Le_{pL}) = 16.344 \text{ in}$$

Longitud libre de la plancha nodo

$$K := 0.5$$

Factor de longitud efectiva propuesta por la norma ANSI/AISC 341-10

$$r := \frac{t_{pn}}{\sqrt{12}} = 0.325 \text{ in}$$

Radio de giro de la plancha nodo

$$E_{max} := K \cdot \frac{l_1}{r} = 25.164 \quad F_e := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{max}^2} = 452.002 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Resistencia elástica al pandeo

$$F_{cr} := \text{if} \left(E_{max} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ypl}}}, 0.658 \cdot \frac{F_{ypl}}{F_e} \cdot F_{ypl}, 0.877 \cdot F_e \right) = 34.82 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tensión crítica a compresión de la plancha.

$$A_w := L_w \cdot t_{pn} = 35.987 \text{ in}^2$$

Área efectiva a compresión de la plancha nodo (Whitmore).

$$\phi := 0.90$$

Factor de minoración.

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{cr} \cdot A_w = 1127.751 \text{ kip}$$

Resistencia minorada a compresión.

$$D.C := \frac{P_{u_comp}}{\phi R_n} = 0.767$$

Relación demanda/capacidad

$$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

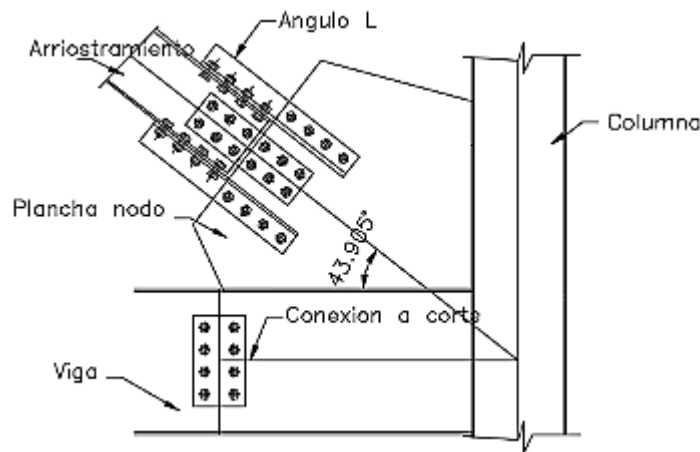


Figura 6-64. Vista lateral de conexión y elementos. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

Nota: En la conexión en el alma del arriostramiento se deberán de colocar planchas de relleno para lograr un espesor del alma igual al espesor de la plancha nodo.

6.3.8 Diseño de conexión de los arriostramientos en el centro de la viga.

6.3.8.1 Cargas de diseño.

6.3.8.1.1 Fuerza de diseño a tracción:

$$P_{u_tracc} := R_{ya} \cdot F_{ya} \cdot A_{ga} = 1094.5 \text{ kip}$$

Fuerza de diseño a tracción de la conexión.

6.3.8.1.2 Fuerza de diseño a compresión:

$$L_{ba} := L_{2a} \cdot 0.9 = 196.718 \text{ in}$$

Longitud libre del arriostramiento con respecto a H2

$$K_a := 1$$

Factor de longitud efectiva del arriostramiento

$$E_{max} := K_a \cdot \frac{L_{ba}}{r_{ya}} = 75.808$$

Esbeltez máxima, en este caso siempre se usa el radio de giro menor, ya que tiene la misma longitud arriostrada en ambas direcciones

$$F_e := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{max}^2} = 49.804 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Resistencia elástica al pandeo

Tensión crítica a compresión del arriostramiento:

$$F_{cr} := \text{if} \left(E_{max} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{ya} \cdot F_{ya}}}, \left(0.658 \frac{R_{ya} \cdot F_{ya}}{F_e} \right) \cdot R_{ya} \cdot F_{ya}, 0.887 \cdot F_e \right) = 34.644 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

$$P_{u_comp} := 1.1 \cdot R_{ya} \cdot F_{cr} \cdot A_{ga} = 834.185 \text{ kip}$$

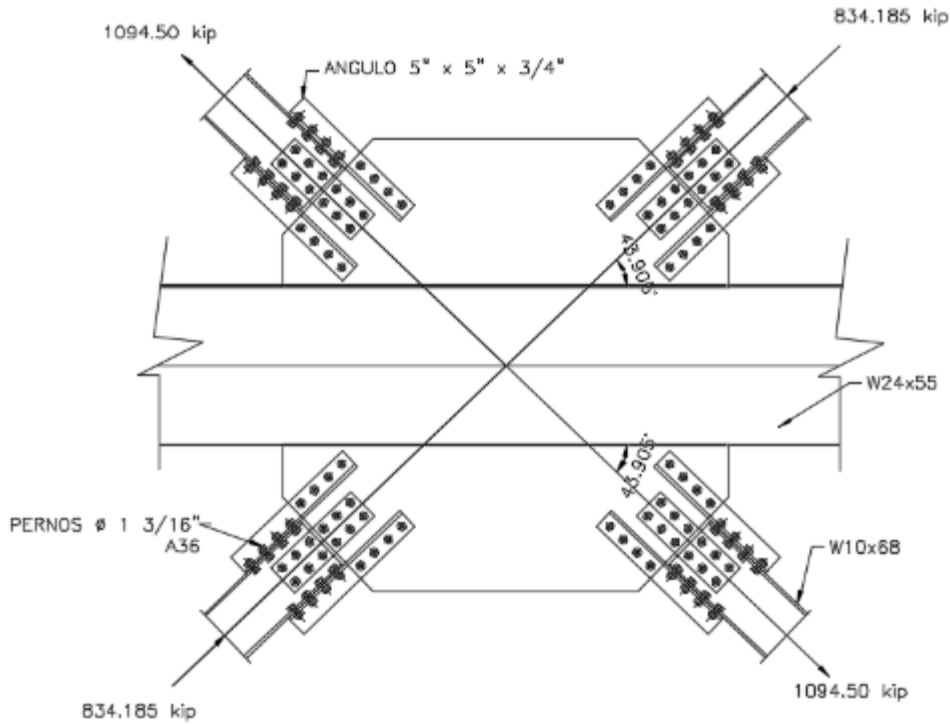


Figura 6-65. Conexión de arriostreros en centro de la viga. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

6.3.8.1.3 Fuerza de corte en la viga:

$$V := (P_{u_tracc} + P_{u_comp}) \cdot \cos(43.905^\circ) = 1389.599 \text{ kip}$$

6.3.8.1.4 Fuerza de tensión y momento en la viga:

$$T := (P_{u_tracc} - P_{u_comp}) \cdot \sin(43.905^\circ) = 180.52 \text{ kip}$$

$$M := V \cdot \left(\frac{d_b}{2} \right) = 16397.269 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

6.3.8.2 Diseño de soldadura en la interface de plancha nodo/viga.

$$l_{pn} := 70.90 \text{ in} \quad \text{Longitud de la plancha nodo.}$$

$$s_w := \frac{l_{pn}^2}{6} = 837.802 \text{ in}^2 \quad f_v := \frac{V}{l_{pn}} = 19.599 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad f_a := \frac{T}{l_{pn}} = 2.546 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$f_b := \frac{M}{s_w} = 19.572 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad f_{peak} := \sqrt{f_v^2 + (f_a + f_b)^2} = 29.552 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad \text{Fuerza pico en soldadura.}$$

$$f_{avg} := \frac{1}{2} \left(\sqrt{f_v^2 + (f_a - f_b)^2} + \sqrt{f_v^2 + (f_a + f_b)^2} \right) = 27.757 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad \text{Fuerza promedio en soldadura.}$$

$$\frac{f_{peak}}{f_{avg}} = 1.065 \quad \text{if} \left(\frac{f_{peak}}{f_{avg}} \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"} \right) = \text{"No cumple"}$$

Alternativamente, se pueden usar las tablas de grupos de soldaduras cargadas excéntricamente que se encuentran en el manual, el Angulo de carga con respecto al eje longitudinal del grupo de soldadura es:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{T}{V} \right) \quad \theta := 2.62^\circ$$

$$e := \frac{d_b}{2} = 11.8 \text{ in} \quad a := \frac{e}{l_{pn}} = 0.166$$

Usando la tabla de grupos de soldaduras que aparece en el manual como tabla 8-4, y utilizando un valor de $K=0$, se interpola conteniendo para el valor de $a=0.166$ y $\theta=2.62^\circ$ obtenemos un valor de $C:=3.62$ y $C_1:=1$.

Las tensiones medias y máximas de soldadura no se determinan cuando se utiliza este método, por lo tanto el factor de distribución de la tensión de la soldadura debe aplicarse a menos que los cálculos adicionales establezcan que la relación de las tensiones de soldadura pico y promedio es mayor o igual a 1.25. El cálculo anterior ilustra que la proporción de estrés de soldadura pico a promedio es menor a 1.25.

$$R_{ub} := \sqrt{V^2 + T^2} = 1401.275 \text{ kip} \quad f_r := 1.25 R_{ub} = 1751.594 \text{ kip}$$

$$D_{min} := \frac{f_r}{0.75 \cdot C \cdot C_1 \cdot l_{pn}} \quad D_{min} := 10.76 \quad \text{Dieciséis de pulgada.}$$

Se usara 11/16 in para ancho de soldadura de filete para ambos lados de la plancha conectada a la viga.

6.3.8.3 Chequeo del pandeo por compresión de la plancha nodo.

$$t_{pn} = 1.125 \text{ in} \quad r := \frac{t_{pn}}{\sqrt{12}} = 0.325 \text{ in} \quad \text{Radio de giro de la plancha nodo.}$$

$$K := 0.5 \quad \text{Factor de longitud efectiva propuesta por la norma ANSI/AISC 341-10.}$$

$$l_1 := l_{pn} - 2 (L_{pf} + Le_{pL}) = 40.9 \text{ in} \quad \text{Longitud libre de la plancha nodo.}$$

$$E_{max} := K \cdot \frac{l_1}{r} = 62.97 \quad F_e := \pi^2 \cdot \frac{E}{E_{max}^2} = 72.183 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad \text{Resistencia elástica al pandeo.}$$

$$F_{cr} := \text{if} \left(E_{max} \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ypL}}}, 0.658 \cdot \frac{F_{ypL}}{F_e}, 0.877 \cdot F_e \right) = 29.218 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \quad \text{Tensión crítica a compresión de la plancha}$$

$$L_w := 2 \cdot L_{pf} \cdot \tan(30^\circ) + d_a + 2 \cdot g_L = 31.988 \text{ in} \quad \text{Ancho de Whitmore}$$

$$A_w := L_w \cdot t_{pn} = 35.987 \text{ in}^2 \quad \text{Área efectiva a compresión de la plancha nodo (Whitmore).}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración.}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{cr} \cdot A_w = 946.312 \text{ kip} \quad \text{Resistencia minorada a compresión.}$$

$$D.C := \frac{P_{u_comp}}{\phi R_n} = 0.882 \quad \text{Relación demanda/capacidad}$$

$$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.3.8.3 Chequeo de la tensión producida en la plancha nodo.

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{ypI} \cdot A_w = 1165.979 \text{ kip}$$

$$D.C := \frac{P_{u_tracc}}{\phi R_n} = 0.939 \quad \text{Relación demanda/capacidad}$$

$$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.3.8.4 Chequeo del rendimiento local en la viga.

La carga máxima de compresión por unidad de longitud de plancha nodo es:

$$f_c := f_b + f_a = 22.118 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

La carga máxima de tensión por unidad de longitud de plancha nodo es:

$$f_t := f_b - f_a = 17.026 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

La longitud de la placa nodo sometida a tensiones de tracción es:

$$L_t := \left(\frac{f_t}{f_t + f_c} \right) \cdot J_{pn} = 30.838 \text{ in}$$

a) Para la fuerza resultante en tensión es:

$$R_u := \frac{1}{2} L_t \cdot f_t = 262.521 \text{ kip} \quad \phi := 1 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (5 \cdot K_{des} + L_t) \cdot F_{yb} \cdot t_{wb} = 717.765 \text{ kip}$$

$$D.C := \frac{R_u}{\phi R_n} = 0.366 \quad \text{Relación demanda/capacidad}$$

$$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

También pudo haberse hecho una comprobación rápida comparando la resistencia a la tracción del diseño de la plancha por unidad de longitud con la carga máxima de tracción por unidad de longitud:

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración.}$$

$$\phi F_{yb} t_{wb} := \phi \cdot F_{yb} \cdot t_{wb} = 18 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$f_t = 17.026 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

if $(\phi F_{yb} t_{wb} \geq f_t, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

b) Para la fuerza resultante en compresión es:

$$R_u := \frac{1}{2} (I_{pn} - L_t) \cdot f_c = 443.041 \text{ kip} \quad \phi := 1 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$R_n := 0.80 \cdot t_{wb}^2 \left(1 + 3 \left(\frac{I_{pn} - L_t}{d_b} \right) \cdot \left(\frac{t_{wb}}{t_{fb}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yb} \cdot t_{fb}}{t_{wb}}} = 800.272 \text{ kip}$$

$\phi := 0.75$ Factor de minoración.

$$\phi R_n := \phi \cdot R_n = 600.204 \text{ kip}$$

$$D.C := \frac{R_u}{\phi R_n} = 0.738 \quad \text{Relación demanda/capacidad.}$$

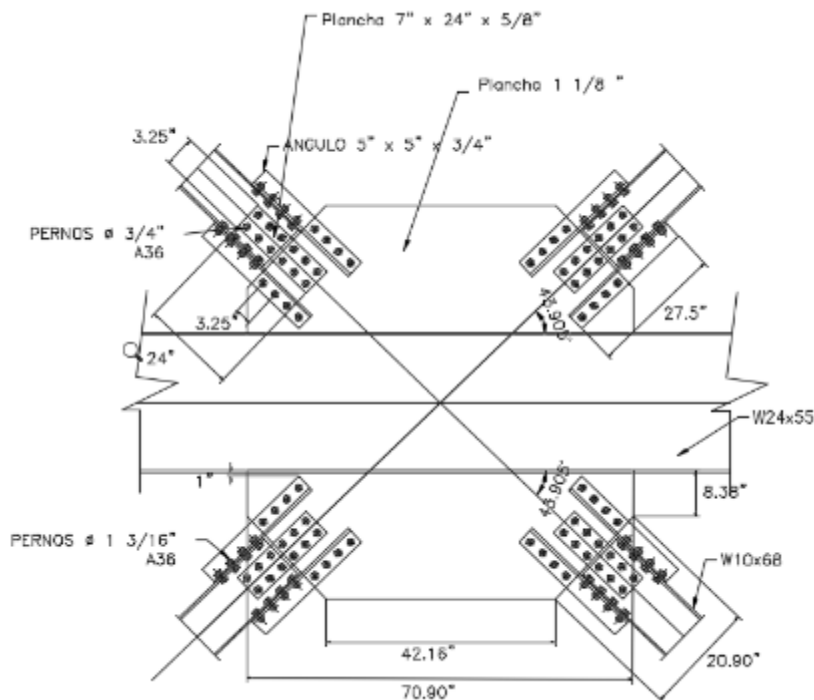


Figura 6-66. Plancha Nudo en centro de la viga. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

$\text{if}(D.C \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

6.3.8.5 Chequeo del pandeo del borde libre de la plancha nodo.

Para evitar el pandeo del borde de la plancha nodo, la longitud máxima del borde libre es:

$$L_{fgmax} := 0.75 \cdot t_{pn} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ypl}}} = 23.948 \text{ in}$$

$$L_{fg} := 8.38 \text{ in}$$

$\text{if}(L_{fg} \leq L_{fgmax}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

6.4 Conexión precalificada a momento END-PLATE tipo 8ES

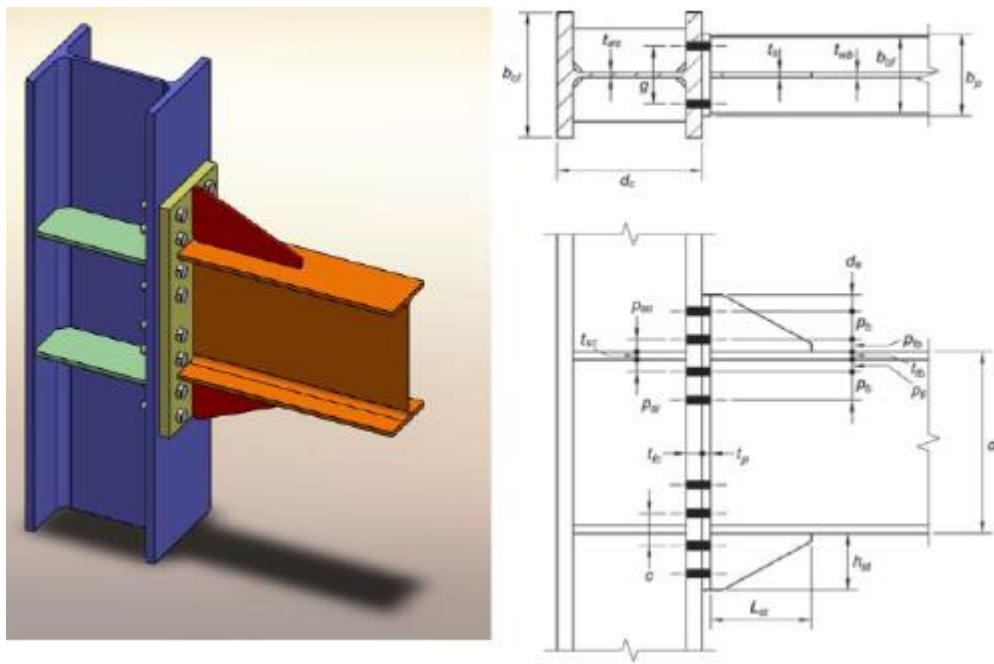


Figura 6-67. Conexión precalificada a momento. Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

6.4.1 Definición de perfiles a utilizar en la conexión.

6.4.1.1 Viga W24x55:

Propiedades:		Calidad del material.
$d_b := 23.60 \text{ in}$	Altura de la sección	Tipo de acero ASTM
$b_{bf} := 7.01 \text{ in}$	Ancho del ala	$F_{yb} := 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$
$t_{bf} := 0.5 \text{ in}$	Espesor del ala	$F_{ub} := 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$
$t_{bw} := 0.4 \text{ in}$	Espesor del alma	
$Z_{xb} := 134 \text{ in}^3$	Módulo Plástico	$R_y := 1.1$
$L := 314.96 \text{ in}$	Longitud de la viga entre los ejes de la columna	

$$C_{pr} := \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}} = 1.15 \quad C_{pr} \leq 1.20 \quad \text{Ok}$$

6.4.1.2 Columna W14x426:

Propiedades:		Tipo de acero ASTM
$d_c := 18.7 \text{ in}$	Altura de la sección	$A_c := 125 \text{ in}^2$
$b_{fc} := 16.7 \text{ in}$	Ancho del ala	$F_{yc} := 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$
$t_{fc} := 3.04 \text{ in}$	Espesor del ala	$F_{uc} := 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$
$t_{wc} := 1.88 \text{ in}$	Espesor del alma	
$Z_{xc} := 869 \text{ in}^3$	Modulo plástico	$R_y := 1.1$

6.4.1.3 Definición del material de plancha extrema:

Tipo de acero ASTM

$$F_{yp} := 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

$$F_{up} := 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

$$R_y := 1.1$$

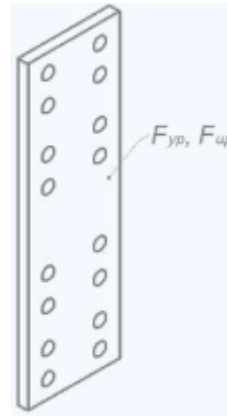


Figura 6-68. Plancha extrema precalificada a momento. Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

6.4.1.4 Definición del material del rigidizador:

$$F_{ys} := 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

$$E := 29000 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

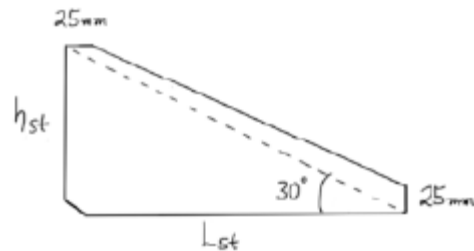


Figura 6-69. Geometría del rigidizador. Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

6.4.1.5 Definición de los factores de resistencia según la norma ANSI/AISC 358-10.

$$\phi_d := 1 \quad \text{Para estados limites dúctiles.}$$

$$\phi_n := 0.9 \quad \text{Para estados limites no dúctiles}$$

6.4.2 Diseño de la conexión.

6.4.2.1 Parámetros de la geometría de la conexión y la calidad del perno:

Geometría:

$$\begin{aligned}
 g &:= 6 \text{ in} & d_e &:= 2.4 \text{ in} \\
 p_b &:= 3.46 \text{ in} \\
 p_{fi} &:= 2.27 \text{ in} & p_{fo} &:= 2.27 \text{ in} \\
 b_p &:= 10.63 \text{ in} & t_p &:= 1.5 \text{ in} \\
 h_1 &:= d_b - 0.5 \cdot t_{bf} + p_{fo} + p_b = 29.08 \text{ in} \\
 h_2 &:= d_b - 0.5 \cdot t_{bf} + p_{fo} = 25.62 \text{ in} \\
 h_3 &:= d_b - 0.5 \cdot t_{bf} - p_{fi} = 21.08 \text{ in} \\
 h_4 &:= d_b - 0.5 \cdot t_{bf} - p_{fi} - p_b = 17.62 \text{ in}
 \end{aligned}$$

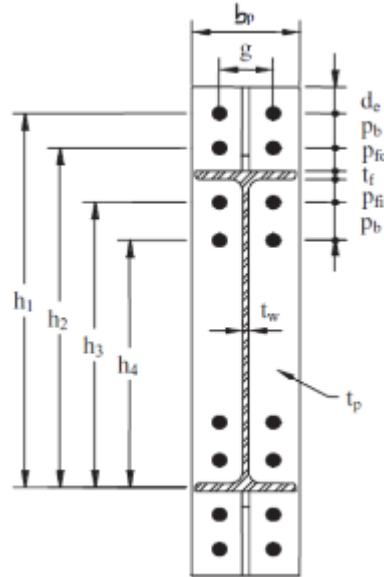


Figura 6-70. Parámetros de Geometría.

Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

$$h_{st} := p_{fo} + p_b + d_e = 8.13 \text{ in}$$

$$L_{st} := h_{st} \cdot \sqrt{3} = 14.082 \text{ in}$$

6.4.2.2 Calidad del material del perno.

Calidad ASTM A490

$$F_{nt} := 113 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tensión nominal a tracción conforme a la tabla J3.2 de la norma ANSI/AISC 360-10

$$F_{nv} := 68 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Tensión nominal a corte conforme a la tabla J3.2 de la norma ANSI/AISC 360-10

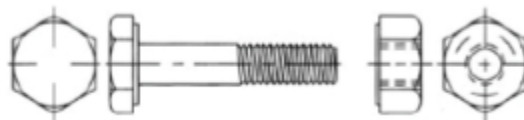


Figura 6-71. Propiedades mecánicas del perno. Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

6.4.2.3 Calculo del momento máximo probable de la viga en la rótula plástica.

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb} = 8475.5 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

6.4.2.4 Calculo de la fuerza de corte en la rótula plástica.

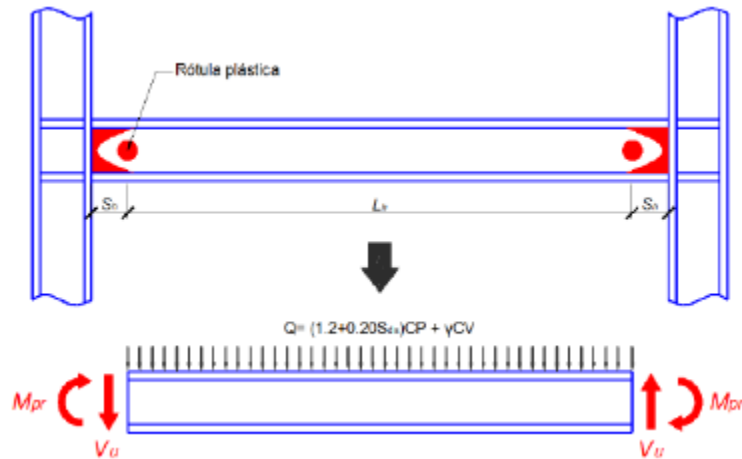


Figura 6-72. Momento probable de viga en rotula plástica.
Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

$$S_h := L_{st} + t_p = 15.582 \text{ in}$$

Distancia de la cara de la columna hasta la rótula plástica, según la AISC 358-10.

$$C_m := 31.065 \text{ kip} \quad CP := \frac{(31.065 \text{ kip})}{314.96 \text{ in}} = 0.099 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

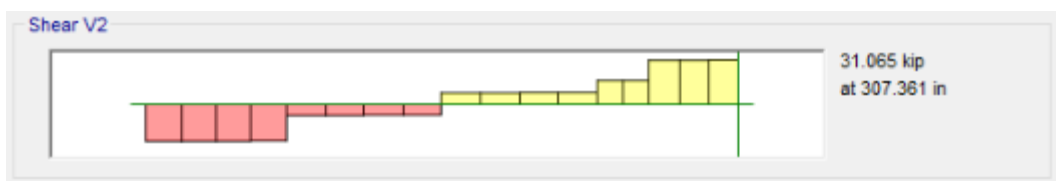


Figura 6-73. Diagrama de Cortante por carga muerta en viga W24X55: Fuente: Realizado en ETABS.

$$C_v := 6.701 \text{ kip} \quad C_v := \frac{(6.701 \text{ kip})}{314.96 \text{ in}} = 0.021 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

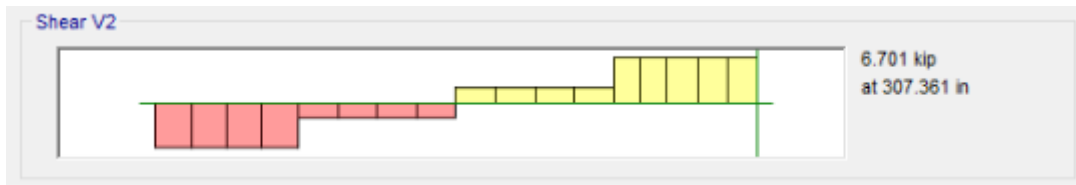


Figura 6-74. Diagrama de Cortante por carga viva en viga W24X55. Fuente: Realizado en ETABS.

$$S_{ds} := 0.5 \quad \text{Aceleración espectral para periodos cortos}$$

$$Q := (1.2 + 0.2 S_{ds}) \cdot CP + CV = 0.149 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \quad \text{Carga gravitacional mayorada sobre la viga.}$$

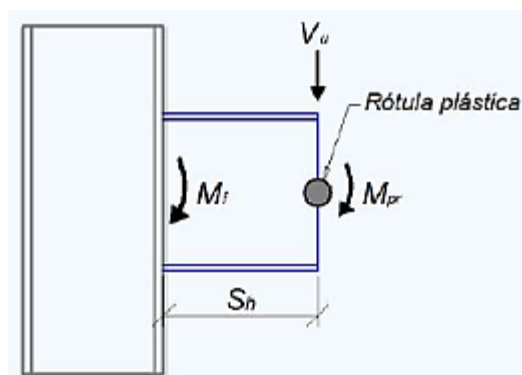
$$L_n := L - 2 S_h - d_c = 265.097 \text{ in} \quad \text{Longitud libre entre rótulas plásticas.}$$

$$V_g := \frac{Q \cdot L_n}{2} = 19.816 \text{ kip} \quad \text{Corte gravitacional en la rótula plástica. Se desprecia la porción entre la rótula plástica y la cara del ala de la columna.}$$

$$V_p := \frac{2 M_{pr}}{L_n} = 63.943 \text{ kip} \quad \text{Corte por capacidad en la rótula plástica.}$$

$$V_u := V_g + V_p = 83.758 \text{ kip} \quad \text{Corte máximo esperado en la rótula plástica.}$$

6.4.2.5 Calculo del momento en la cara de la columna:



$$M_f := M_{pr} + V_u \cdot S_h = 9780.585 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Figura 6-75. Rotula plástica y brazo de momento en rotula.
Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

6.4.2.6 Determinar el diámetro requerido del perno:

$$d_{bolth_req} := \sqrt{\frac{2 M_f}{\pi \cdot \phi_n \cdot F_{nt} \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}} = 0.81 \text{ in}$$

6.4.2.7 Seleccionar un diámetro de prueba según el paso anterior:

$$d_{bolth} := 1 \text{ in} \quad \text{ASTM A490}$$

6.4.2.8 Determinar el espesor requerido de la plancha extrema:

El acho efectivo de la plancha no debe de ser mayor que el ancho del ala de viga + 1 pulgada

$$b_{p_efect} := \min(b_p, b_{bf} + 1 \text{ in}) = 8.01 \text{ in}$$

Luego se obtiene:

$$s := \frac{1}{2} \sqrt{b_{p_efect} \cdot g} = 3.466 \text{ in} \quad \text{Separación vertical máxima del perno a la línea de falla.}$$

$$\text{if}(p_{fi} > s, \text{"Usar s"}, \text{"Usar pfi"}) = \text{"Usar pfi"}$$

$$p_{fi} = 2.27 \text{ in} \quad d_e = 2.4 \text{ in}$$

Caso 1: si se cumple que $d_e \leq s$

$$Y_{p1a} := \frac{b_{p_efect}}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \frac{1}{2 d_e} + h_2 \cdot \frac{1}{p_{fo}} + h_3 \cdot \frac{1}{p_{fi}} + h_4 \cdot \frac{1}{s} \right) = 127.016 \text{ in}$$

$$Y_{p1b} := \frac{2}{g} \cdot \left(h_1 \cdot \left(d_e + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \cdot \left(p_{fo} + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) + h_3 \cdot \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \cdot \left(s + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) + p_b^2 \right) + g$$

$$Y_{p1b} = 140.815 \text{ in}$$

$$Y_{p1} := Y_{p1a} + Y_{p1b} = 267.831 \text{ in}$$

Caso 2: si se cumple que $d_e > s$

$$Y_{p2a} := \frac{b_{p_effect}}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \frac{1}{s} + h_2 \cdot \frac{1}{p_{fo}} + h_3 \cdot \frac{1}{p_{fi}} + h_4 \cdot \frac{1}{s} \right) = 136.352 \text{ in}$$

$$Y_{p2b} := \frac{2}{g} \cdot \left(h_1 \cdot \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \cdot \left(p_{fo} + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) + h_3 \cdot \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \cdot \left(s + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) + p_b^2 \right) + g$$

$$Y_{p2b} = 151.15 \text{ in}$$

$$Y_{p2} := Y_{p2a} + Y_{p2b} = 287.502 \text{ in}$$

$$Y_p := \text{if}(d_e \leq s, Y_{p1}, Y_{p2}) = 267.831 \text{ in} \quad t_{p_requer} := \sqrt{\frac{1.1 M_f}{\phi_d \cdot F_{yp} \cdot Y_p}} = 0.896 \text{ in}$$

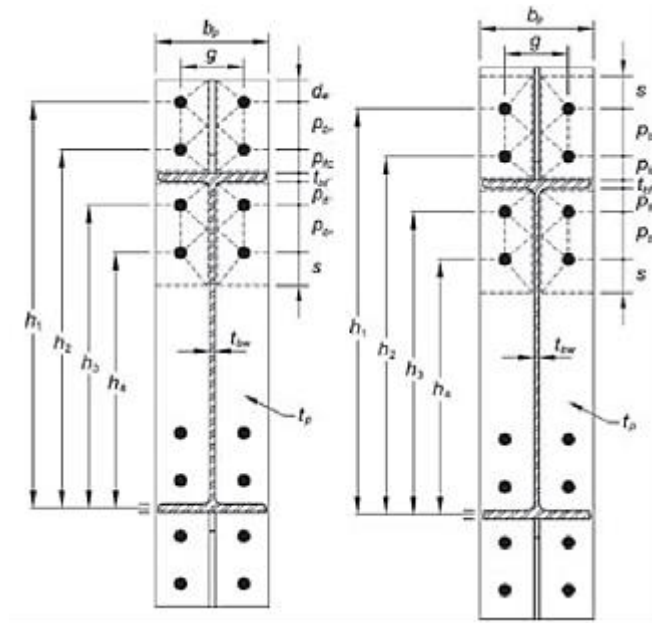


Figura 6-76. Geometría de plancha extrema. Fuente:
Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

6.4.2.9 Seleccionar un espesor para la plancha extrema, no menor al valor requerido en el paso anterior:

$$t_p := 1 \text{ in} \quad \text{Espesor de la plancha extrema}$$

6.4.2.10 Calcular la fuerza factorizada en el ala de la viga:

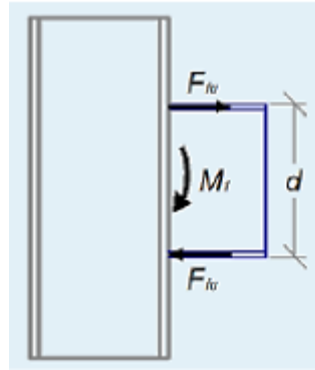


Figura 6-77. Momento generado en ala de columna. Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

$$F_{tu} := \frac{M_r}{d_b - t_{bf}} = 423.402 \text{ kip}$$

6.4.2.11 Seleccionar el espesor del rigidizador y diseñar sus soldaduras de conexión con la plancha extrema y con el ala de la viga.

El valor del espesor del rigidizador será igual o mayor a: $t_{bw} \cdot \frac{F_{yb}}{F_{ys}} = 0.4 \text{ in}$

$$t_s := \frac{5}{8} \text{ in} \quad \text{Espesor a utilizar}$$

Luego se revisa por pandeo local:

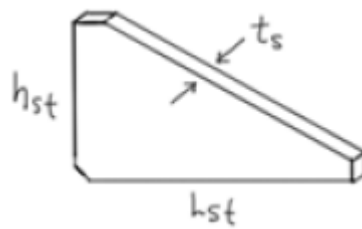


Figura 6-78. Variables de rigidizador. Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

$$h_{st} = 8.13 \text{ in} \quad L_{st} = 14.082 \text{ in}$$

$$\lambda := \frac{h_{st}}{t_s} = 13.008 \quad \lambda_{max} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 13.487$$

if ($\lambda \leq \lambda_{max}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

6.4.2.12 Chequear la resistencia a corte de los pernos en el ala a compresión:

$n_b := 8$ Numero de pernos en el ala a compresión.

$A_{bolth} := \frac{\pi \cdot d_{bolth}^2}{4} = 0.785 \text{ in}^2$ Área gruesa nominal del perno.

$V_u = 83.758 \text{ kip}$ Corte esperado en la cara de la columna.

$\phi_n R_{nv} := \phi_n \cdot n_b \cdot F_{nv} \cdot A_{bolth} = 384.531 \text{ kip}$ Resistencia nominal minorada.

$\text{if}(V_u \leq \phi_n R_{nv}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

6.4.2.13 Chequear la falla por desgarramiento y aplastamiento por carga de los pernos de la plancha extrema y del ala de la columna:

$n_{i1} := 2$ Numero de pernos internos

$n_{o1} := 2$ Numero de pernos externos

$n_{i2} := 2$ Numero de pernos internos intermedios

$n_{o2} := 2$ Numero de pernos externos intermedios

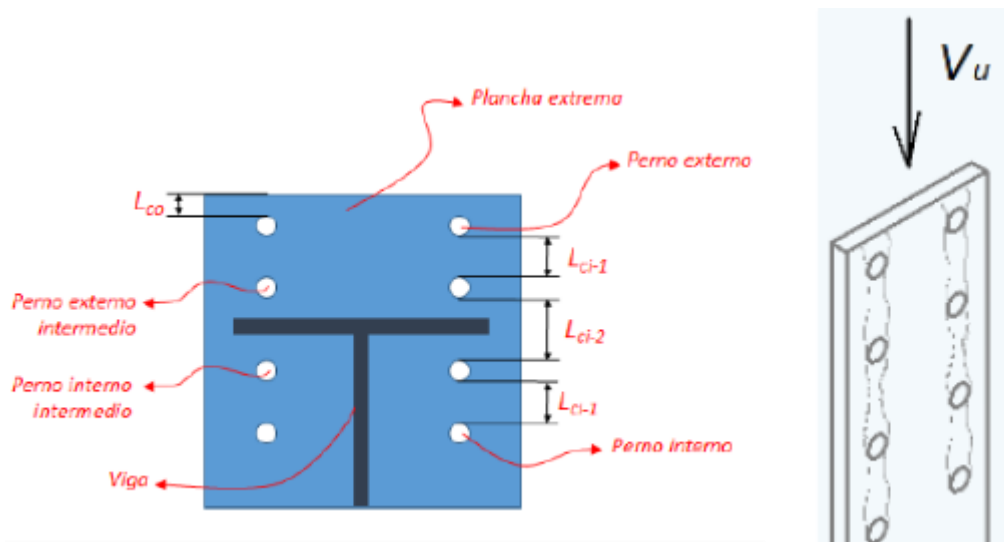


Figura 6-79. Variables geométricas vista frontal plancha extrema en ala de columna. Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

6.4.2.13.1 Revisión de la plancha extrema.

$$L_{ci1} := p_b - d_{bolth} = 2.46 \text{ in} \quad \text{Distancia libre entre los pernos externos e internos}$$

$$L_{ci2} := p_{fi} + p_{fo} + t_{bf} - d_{bolth} = 4.04 \text{ in} \quad \text{Distancia libre entre los pernos intermedios}$$

$$L_{co} := d_e - \frac{d_{bolth}}{2} = 1.9 \text{ in} \quad \text{Distancia libre entre los pernos externos y el borde de la plancha}$$

$$r_p := 2.4 \cdot d_{bolth} \cdot t_p \cdot F_{up} = 156 \text{ kip} \quad \text{Resistencia al aplastamiento}$$

$$r_{di1} := 1.2 \cdot L_{ci1} \cdot t_p \cdot F_{up} = 191.88 \text{ kip} \quad \text{Resistencia al desgarramiento debido a los pernos externos e internos.}$$

$$r_{ni1} := \min(r_p, r_{di1}) = 156 \text{ kip} \quad \text{Resistencia debido a los pernos externos e internos.}$$

$$r_{di2} := 1.2 \cdot L_{ci2} \cdot t_p \cdot F_{up} = 315.12 \text{ kip} \quad \text{Resistencia al desgarramiento debido a los pernos intermedios.}$$

$$r_{ni2} := \min(r_p, r_{di2}) = 156 \text{ kip} \quad \text{Resistencia debido a los pernos intermedios.}$$

$$r_{do} := 1.2 \cdot L_{co} \cdot t_p \cdot F_{up} = 148.2 \text{ kip} \quad \text{Resistencia al desgarramiento debido a los pernos externos}$$

$$r_{no} := \min(r_p, r_{do}) = 148.2 \text{ kip} \quad \text{Resistencia debido a los pernos externos}$$

Resistencia nominal minorada:

$$\phi_n R_n := \phi_n \cdot (n_{i1} + n_{o2}) \cdot r_{ni1} + \phi_n \cdot n_{i2} \cdot r_{ni2} + \phi_n \cdot n_{o1} \cdot r_{no} = 1109.16 \text{ kip}$$

$$\text{if}(V_u \leq \phi_n R_n, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.4.2.13.2 Revisión en el ala de la columna:

$$t_{spc} := 0.5 \text{ in}$$

$$p_{si} := p_{fi} - \frac{(t_s - t_{bf})}{2} = 2.208 \text{ in}$$

$$p_{so} := p_{fo} - \frac{(t_s - t_{bf})}{2} = 2.208 \text{ in}$$

$$s_c := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{fc} \cdot g} = 5.005 \text{ in}$$

$$r_p := 2.4 \cdot d_{bolth} \cdot t_p \cdot F_{up} = 156 \text{ kip}$$

$$r_p := 2.4 \cdot d_{bolth} \cdot t_{fc} \cdot F_{uc} = 474.24 \text{ kip}$$

Resistencia al aplastamiento

$$r_{di1} := 1.2 \cdot L_{ci1} \cdot t_{fc} \cdot F_{uc} = 583.315 \text{ kip}$$

Resistencia al desgarramiento debido a los pernos externos e internos.

$$r_{ni1} := \min(r_p, r_{di1}) = 474.24 \text{ kip}$$

Resistencia debido a los pernos externos e internos.

$$r_{di2} := 1.2 \cdot L_{ci2} \cdot t_p \cdot F_{up} = 315.12 \text{ kip}$$

Resistencia al desgarramiento debido a los pernos intermedios

$$r_{ni2} := \min(r_p, r_{di2}) = 315.12 \text{ kip}$$

Resistencia debido a los pernos intermedios.

$$r_{no} := r_p = 474.24 \text{ kip}$$

Resistencia debido a los pernos externos

El ala de la columna al ser continua en los pernos externos no se produce el efecto de desgarramiento, por lo que condiciona en ese caso la resistencia por aplastamiento

Resistencia nominal minorada:

$$\phi_n R_n := \phi_n \cdot (n_{i1} + n_{o2}) \cdot r_{ni1} + \phi_n \cdot n_{i2} \cdot r_{ni2} + \phi_n \cdot n_{o1} \cdot r_{no} = 3128.112 \text{ kip}$$

$$\text{if}(V_u \leq \phi_n R_n, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.4.3.2 Revisión de momentos en la junta viga-columna.

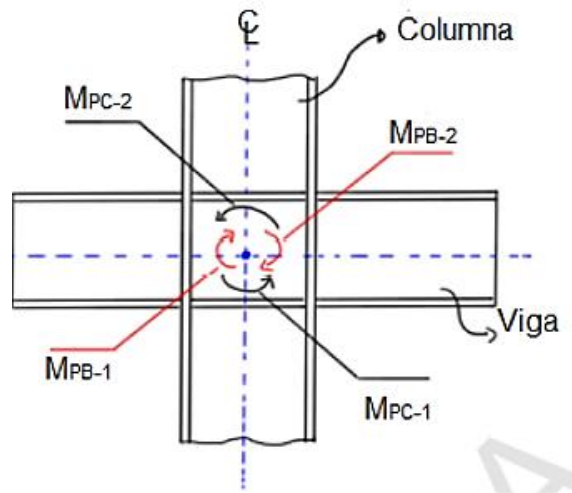


Figura 6-81. Momento producido en nodo viga-columnas. Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

$$\sum M_{PC} = M_{PC-1} + M_{PC-2} = M_{PC-R}$$

$$\sum M_{PB} = M_{PB-1} + M_{PB-2} = M_{PB-R}$$

$$M_{PC-R} / M_{PB-R} > 1$$

6.4.3.2.1 Cálculo de la sumatoria de momentos de las vigas en la junta.

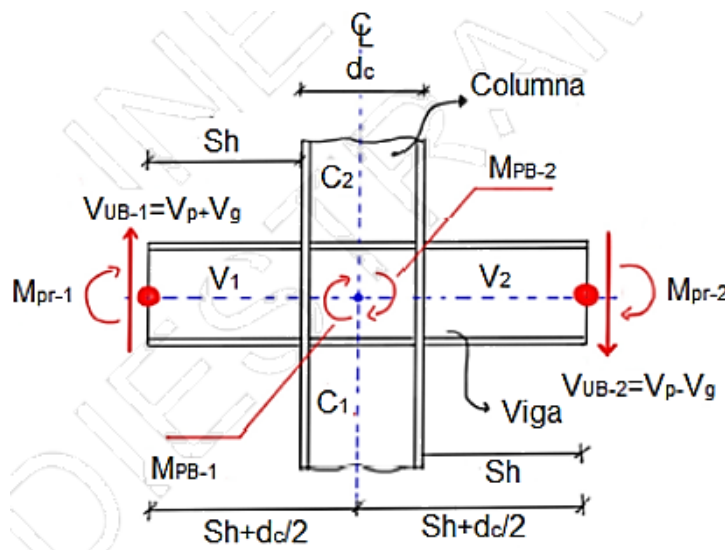


Figura 6-82. Sumatorias de Momento producido en la junta de la viga. Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

$V_{ub_1} := V_p + V_g = 83.593 \text{ kip}$	Corte resistente esperado en la rótula plástica (Viga1)
$V_{ub_2} := V_p - V_g = 43.812 \text{ kip}$	Corte resistente esperado en la rótula plástica (Viga2)
$M_{pr_1} := M_{pr} = 8475.5 \text{ kip} \cdot \text{in}$	Momento resistente esperado en la rótula plástica (Viga1)
$M_{pr_2} := M_{pr} = 8475.5 \text{ kip} \cdot \text{in}$	Momento resistente esperado en la rótula plástica (Viga2)
$M_{pb_1} := M_{pr_1} + V_{ub_1} \cdot (S_h + 0.5 \cdot d_c) = 10517.801 \text{ kip} \cdot \text{in}$	Máximo momento probable (Viga1)
$M_{pb_2} := M_{pr_2} + V_{ub_2} \cdot (S_h + 0.5 \cdot d_c) = 9545.898 \text{ kip} \cdot \text{in}$	Máximo momento probable (Viga2)
$M_{pb_R} := M_{pb_1} + M_{pb_2} = 20063.698 \text{ kip} \cdot \text{in}$	Sumatoria de momentos máximos probables en las vigas

6.4.3.2.2 Calculo de la sumatoria de momentos en la junta de la columna.

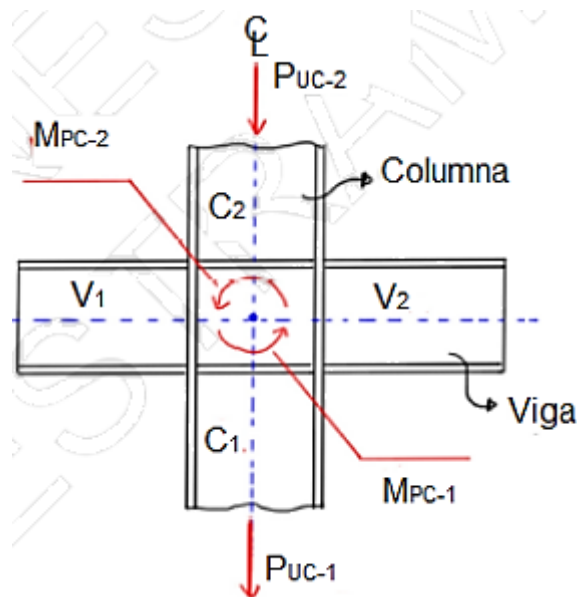


Figura 6-83. Sumatorias de Momento producido en la junta de columna.
Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

$$P_{uc_1} := 4794.812 \text{ kip}$$

Fuerza axial mayorada de la combinación de sismo para la columna W14x426.

$$P_{uc_2} := 2874.051 \text{ kip}$$

Fuerza axial mayorada de la combinación de sismo para la columna W14x283.

$$M_{pc_1} := Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{uc_1}}{A_c} \right) = 10116.467 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Momento máximo probable en C1.}$$

$$M_{pc_2} := Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{uc_2}}{A_c} \right) = 23469.597 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Momento máximo probable en C2.}$$

$$M_{pc_R} := M_{pc_1} + M_{pc_2} = 33586.064 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Sumatoria de momentos máximos probables en las columnas.}$$

6.4.3.2.3 Evaluación de la relación de momentos:

$$\frac{M_{pc_R}}{M_{pb_R}} = 1.674 \quad \text{Relación de momentos en la junta}$$

$$\text{if} \left(\frac{M_{pc_R}}{M_{pb_R}} > 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

6.4.4 Chequeo de la zona de panel.

La resistencia requerida en la zona del panel se determina a través de la suma de las fuerzas que se producen debido a los momentos máximos probables de las vigas, ubicados en la cara de la columna, menos el corte máximo esperado que actúa en la misma.

6.4.4.1 Demanda en la zona del panel:

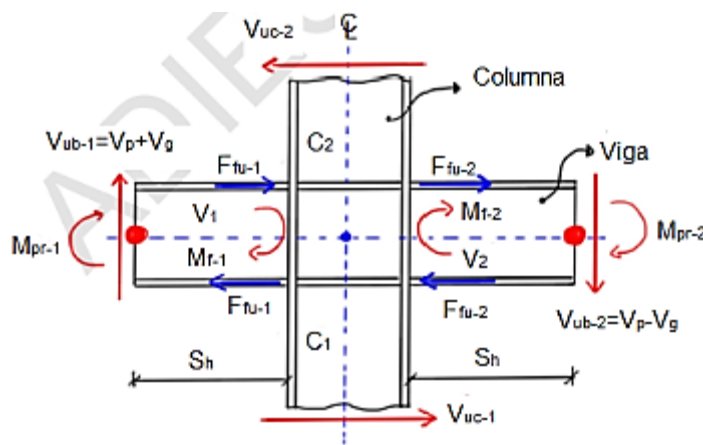


Figura 6-84. Demanda en los nodos del panel. Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

a) En primer lugar, se determinan los momentos máximos esperados de las vigas en la cara de la columna, a fin de obtener las fuerzas resultantes concentradas sobre la misma:

$$M_{f_1} := M_{pr_1} + V_{ub_1} \cdot S_h = 9736.209 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Momento esperado en la cara de la columna (Viga1).}$$

$$F_{fu_1} := \frac{M_{f_1}}{(d_b - t_{bf})} = 421.481 \text{ kip} \quad \text{Fuerzas en la cara de la columna (Viga1).}$$

$$M_{f_2} := M_{pr_2} + V_{ub_2} \cdot S_h = 9136.255 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Momento esperado en la cara de la columna (Viga2)}$$

$$F_{fu_2} := \frac{M_{f_2}}{(d_b - t_{bf})} = 395.509 \text{ kip} \quad \text{Fuerzas en la cara de la columna (Viga2)}$$

b) En segundo lugar, se determina el corte último que actúa en la columna considerando el menor valor entre los momentos resistentes de las mismas y los momentos máximos probables que puedan transferir las vigas. En general se tiene:

$$L := 124.016 \text{ in} \quad \text{Longitud de la columna.}$$

$$L_v := L - d_b = 100.416 \text{ in} . \quad \text{Longitud libre de la columna.}$$

$$V_{uc_vigas} := \frac{M_{pb_R}}{L} = 161.783 \text{ kip} \quad \text{Corte esperado en la columna debido a la capacidad de las vigas.}$$

$$M_{pc_1} = 10116.467 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Momento resistente en la columna 1.}$$

$$V_{uc_1} := \min \left(2 \cdot \frac{M_{pc_1}}{L_v}, V_{uc_vigas} \right) = 161.783 \text{ kip} \quad \text{Corte ultimo esperado en la columna 1.}$$

$$M_{pc_2} = 23469.597 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{Momento resistente en la columna 2.}$$

$$V_{uc_2} := \min \left(2 \cdot \frac{M_{pc_2}}{L_v}, V_{uc_vigas} \right) = 161.783 \text{ kip} \quad \text{Corte ultimo esperado en la columna 2.}$$

$$V_{uc} := \min (V_{uc_1}, V_{uc_2}) = 161.783 \text{ kip} \quad \text{Corte ultimo mínimo esperado en las columnas.}$$

$$V_{uc} := \min(V_{uc_1}, V_{uc_2}) = 161.783 \text{ kip}$$

Corte ultimo mínimo esperado en las columnas.

$$R_u := F_{fu_1} + F_{fu_2} - V_{uc} = 655.207 \text{ kip}$$

Demanda por corte en la zona del panel.

6.4.4.2 Resistencia de la zona del panel:

$$P_{uc_1} := 4794.812 \text{ kip} \quad \text{Fuerza axial mayorada de la combinación de sismo para la columna W14x426.}$$

$$P_{yc} := A_c \cdot F_{yc} = 6250 \text{ kip} \quad \text{Resistencia cedente axial de la columna.}$$

$$\frac{P_{uc_1}}{P_{yc}} = 0.767 \quad \text{Relación demanda/capacidad.}$$

$$\text{Si } \frac{P_{uc_1}}{P_{yc}} \leq 0.40 \quad RV_1 := 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{wc} = 1054.68 \text{ kip}$$

$$RV := \text{if}\left(\frac{P_{uc_1}}{P_{yc}} \leq 0.40, RV_1, RV_2\right) = 245.561 \text{ kip}$$

6.4.4.3 Revisión de la relación demanda/capacidad:

$$\phi := 1 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\frac{R_u}{\phi \cdot RV} = 2.668 \quad \text{if}(R_u \leq \phi \cdot RV, \text{"ok"}, \text{"Requiere Refuerzo"}) = \text{"Requiere Refuerzo"}$$

6.4.4.4 Demanda requerida para planchas adosadas al alma:

Se define obteniendo la diferencia entre la demanda por corte y la resistencia de la zona del panel.

$$R_{dpREQ} := R_u - (\phi \cdot RV) = 409.645 \text{ kip}$$

6.4.4.5 Espesor requerido de planchas adosadas al alma:

$$\text{Si } \frac{P_{uc-1}}{P_{yc}} \leq 0.40 \quad t_{dp}REQ_1 := \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c} = 0.73 \text{ in}$$

$$t_{dp}REQ := \text{if} \left(\frac{P_{uc-1}}{P_{yc}} \leq 0.40, t_{dp}REQ_1, t_{dp}REQ_2 \right) = 1.154 \text{ in}$$

$$t_pREQ := \frac{t_{dp}REQ}{2} = 0.577 \text{ in} \quad \text{Espesor requerido de cada plancha de refuerzo soldada en el alma}$$

6.4.4.6 Disposición de planchas adosadas al alma:

$$t_{p_pro} := \frac{5}{8} \text{ in} \quad \text{Espesor propuesto para cada plancha de refuerzo soldada en el alma de la columna.}$$

$$t_{total} := t_{wc} + 2 t_{p_pro} = 3.13 \text{ in}$$

$$t_{min} := \frac{d_c - 2 t_{fc} + d_b - 2 t_{bf}}{90} = 0.391 \text{ in}$$

$$\text{if} (t_{total} \geq t_{min}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$



Figura 6-85. Diagrama de planchas de refuerzo.
Fuente: Documento SMF Master Internacional de Estructura INESA.

6.4.4.5 Planchas de continuidad.

6.4.5.1 Espesor mínimo de la columna para no colocar planchas de continuidad:

$$t_{fc} \geq 0.40 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot \frac{R_{yb} \cdot F_{yb}}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \quad t_{fc} \geq \frac{b_{fb}}{6}$$

$$t_{fc_requerido} := \max \left(0.40 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_{bf} \cdot t_{bf} \cdot \frac{R_y \cdot F_{yb}}{R_y \cdot F_{yc}}}, \frac{b_{bf}}{6} \right) = 1.168 \text{ in}$$

$$t_{fc} = 3.04 \text{ in} \quad \text{Espesor del ala de la columna}$$

if ($t_{fc} \geq t_{fc_requerido}$, "No necesita PC", "Necesita PC") = "No necesita PC"

6.5 Diseño de empalme de columnas para cargas gravitacionales en edificios arriostrados.

6.5.1 Propiedades Geométricas de las columnas

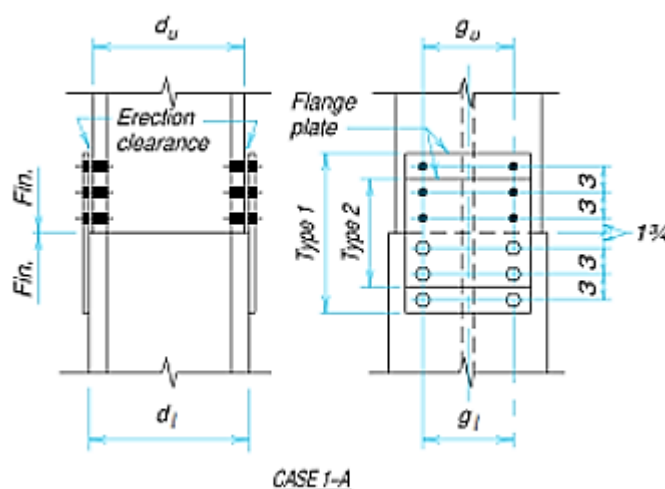


Figura 6-86. Caso 1-A Tabla 11-4 conexión de placa. Fuente: Manual de construcción de acero 2da Edición.

6.5.1.1 Perfil Inferior W14x426

$$d_{c1} := 47.5 \text{ cm} \quad b_{f1} := 42.42 \text{ cm}$$

$$t_{f1} := 7.72 \text{ cm} \quad Z_{y1} := 711.20 \text{ cm}^3$$

6.5.1.2 Perfil Superior W14x283

$$d_{c2} := 42.42 \text{ cm} \quad b_{f2} := 40.89 \text{ cm}$$

$$t_{f2} := 3.27 \text{ cm} \quad Z_{y2} := 293.33 \text{ cm}^3$$

En la sección D.2.5 del AISC 341-10 "Disposiciones sísmicas para edificaciones de Acero Estructural", se establecen los requisitos para la ubicación y las fuerzas de corte en los empalmes de columnas para cargas gravitacionales. Tenga en cuenta que estas disposiciones son igualmente aplicables a los empalmes de columnas para las cargas gravitacionales en edificios con pórticos arriostrados.

Determinación de la resistencia a corte requerida para el empalme.

$$\text{Altura efectiva} \quad H := 385 \text{ cm}$$

$$\text{Acero A992 Fy50} \quad F_y := 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

En el eje débil de la columna, la resistencia al corte requerido para el empalme es:

$$V_u := F_y \cdot \frac{Z_{y1}}{H} = 6493.164 \text{ kgf}$$

$$V_u := 3226.39 \text{ kgf} \quad \text{Fuerza actuante máxima producida debido a cargas externas y sismo.}$$

Nota: Conservadoramente se ignora la resistencia a la fricción entre el perfil inferior y el superior debido a la carga permanente, esta fuerza será resistida por el material de empalme, ver figura 6-87.

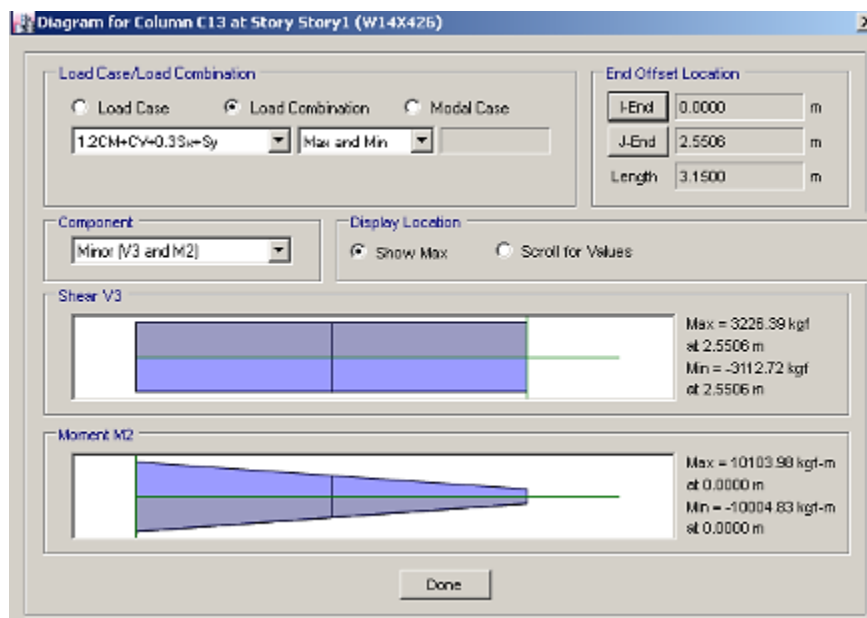


Figura 6-87. Valor verdadero de fuerza cortante obtenida en el diseño.
Fuente: Propia ETABS.

Determinación de la resistencia a compresión requerida para el empalme

Centrando el perfil superior en el inferior, las dimensiones son tales que se logra un contacto completo. Por lo tanto, no se requiere que el empalme transfiera carga de compresión alguna, debido a que el perfil superior está totalmente soportado sobre el perfil inferior.

Column Size	Gage g_u or g_l	Flange Plates			
		Type	Width	Thk.	Length
W14x455 to 730	13½	1	16	¾	1'-6½"
257 to 426	11½	1	14	¾	1'-6½"
145 to 233	11½	1	14	½	1'-6½"
90 to 132	11½	2	14	¾	1'-0½"
43 to 82	5½	2	8	¾	1'-0½"
W12x120 to 336	5½	2	12	¾	1'-0½"
40 to 106	5½	2	8	¾	1'-0½"
W10x33 to 112	5½	2	8	¾	1'-0½"
W8x31 to 67	5½	2	8	¾	1'-0½"
24 & 28	3½	2	6	¾	1'-0½"

Gages shown may be modified if necessary to accommodate fittings elsewhere on the column.

Figura 6-88. Caso 1 Tabla 11-4 conexión de placa. Fuente: Manual de construcción de acero 2da Edición.

PL 16x356x470mm $g_1 := 29 \text{ cm}$

6.5.2 Revisión de la cedencia por corte de las placas de empalme.

La resistencia a la cedencia de las placas de empalme de acuerdo con la sección J4.2 (a) del AISC 360-10 "Especificaciones para Edificios de Acero Estructural".

$$\phi := 1 \quad F_y := 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad n_{\text{agujeros}} := 3 \quad t_{\text{placa}} := 1.6 \text{ cm} \quad A_{\text{placa}} := 35.6 \text{ cm}$$

$$\phi V_n := \phi \cdot 0.6 \cdot n_{\text{agujeros}} \cdot t_{\text{placa}} \cdot A_{\text{placa}} \cdot F_y = 360385.92 \text{ kgf}$$

if($\phi V_n > V_u$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

6.5.3 Revisión de la cedencia por corte de las alas de las columnas.

Dados que las alas de la columna son más gruesas y más anchas que las planchas de empalme y su cedencia a la resistencia es mayor que la de material del empalme, la resistencia a la cedencia por corte de las alas de la columna es adecuada.

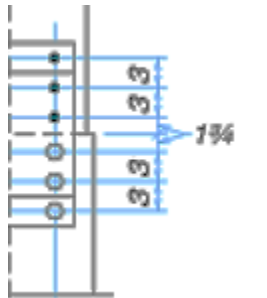


Figura 6-88. Separación de pernos en pulgada. Fuente: Manual de construcción de acero 2da Edición.

6.5.4 Tamaños de los pernos de empalme.

$$s_1 := 7.6 \text{ cm} \quad s_2 := 4.6 \text{ cm}$$

$$e := 0.5 \cdot s_1 + s_2 = 8.4 \text{ cm}$$

$$M_u := V_u \cdot e = 27101.676 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$e_b := \sqrt{(0.5 \cdot g_1)^2 + (0.5 \cdot s_1)^2} = 14.99 \text{ cm}$$

Las separaciones están proporcionadas según el tamaño de la placa, entre 3" a cada perno y 1 3/4" al centro de la placa.

6.5.5 Las fuerzas de cada perno debido al momento.

$$e_y := 0.5 \cdot s_1 = 3.8 \text{ cm}$$

$$e_x := 0.5 \cdot g_1 = 14.5 \text{ cm}$$

$$R_x := M_u \cdot \frac{e_y}{8 \cdot e_b^2} = 57.294 \text{ kgf}$$

$$R_y := M_u \cdot \frac{e_x}{8 \cdot e_b^2} = 218.62 \text{ kgf}$$

Las fuerzas resultantes en los pernos críticos son entonces:

$$R_u := \sqrt{\left(\frac{V_u}{8} + R_x\right)^2 + R_y^2} = 509.843 \text{ kgf}$$

Tomando como referencia la tabla 7-1 del Manual de construcción del Acero AISC, para un perno ASTM A325N de diámetro 3/4in, $\phi r_n = 15.9 \text{ kip}$

$$\phi r_n := 15.9 \text{ kip} = 7212.119 \text{ kgf}$$

$$\text{if}(\phi r_n > R_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Entonces se utilizaran pernos ASTM A325N de diámetro de 3/4in, instalados en orificios estándares.

6.5.6 Revisión de la resistencia de aplastamiento en planchas.

La resistencia a la flexión al aplastamiento del material de las planchas de empalme, de acuerdo a la sección J3. 10(a) de AISC 360-10, considerando la deformación de los orificios está dada por:

Utilizando una distancia de los pernos al borde de la plancha, $l_e = 3.5 \text{ cm}$, se tiene:

$$l_e := 3.3 \text{ cm} \quad d := \frac{3}{4} \text{ in} \quad F_u := 4560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$d_{\text{orificio}} := d + \frac{1}{8} \text{ in} = 2.223 \text{ cm}$$

$$l_c := l_e - \frac{d_{\text{orificio}}}{2} = 2.189 \text{ cm}$$

$$R_n := 1.2 \cdot l_c \cdot F_u \cdot t_{\text{placa}} = 19162.944 \text{ kgf}$$

$$1.2 \cdot l_c \cdot d \cdot t_{\text{placa}} \cdot F_u = 365.054 \text{ m} \cdot \text{kgf}$$

$$\phi R_n := 0.75 \cdot R_n = 14372.208 \text{ kgf}$$

$$\text{if}(\phi R_n > R_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.5.7 Revisión de la resistencia de la columna.

Dado que las alas de las columnas son más gruesas y más anchas que las planchas de empalme y su resistencia a la tracción es mayor que el material del empalme, de corte y empalme, la resistencia de las alas de las columnas es adecuada.

6.5.8 Revisión de la rotula por corte en plancha de empalme.

$$R_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$A_{gt} := \left(s_1 + \frac{s_1}{2} \right) \cdot t_{\text{placa}} = 18.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} := A_{gt} - 1.5 \cdot d_{\text{orificio}} \cdot t_{\text{placa}} = 12.906 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} := (g_1 + l_e) \cdot t_{\text{placa}} = 51.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} := A_{gv} - 1.5 \cdot d_{\text{orificio}} \cdot t_{\text{placa}} = 46.346 \text{ cm}^2$$

$$F_u \cdot A_{nt} = 58851.36 \text{ kgf} \quad 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 126802.656 \text{ kgf} \quad 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 108993.12 \text{ kgf}$$

$$U_{bs} := 0.5 \quad \text{El factor es 0.5 debido que la conexión tiene múltiples filas de pernos. (AISC 360-10, comentario J4-3).}$$

$$R_{n1} := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + 0.5 \cdot F_u \cdot A_{nt} = 156228.336 \text{ kgf}$$

$$R_{n2} := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 138418.8 \text{ kgf}$$

$$R_n := \text{if}(R_{n1} > R_{n2}, R_{n2}, R_{n2}) = 138418.8 \text{ kgf}$$

$$\phi R_n := 0.75 \cdot R_n = 103814.1 \text{ kgf}$$

$$\text{if}\left(\phi R_n \geq \frac{V_u}{2}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}\right) = \text{"Cumple"}$$

6.5.9 Revisión de la rotula por corte.

$$n_{filas} := 2 \quad A_n := (A_{placa} - n_{filas} \cdot d_{orificio}) \cdot t_{placa} = 49.848 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_n := 0.75 \cdot 0.6 \cdot F_u \cdot A_n = 102288.096 \text{ kgf}$$

$$\text{if}\left(\phi V_n \geq \frac{V_u}{2}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}\right) = \text{"Cumple"}$$

6.6 Conexión de placa única extendida (viga - alma de columna).

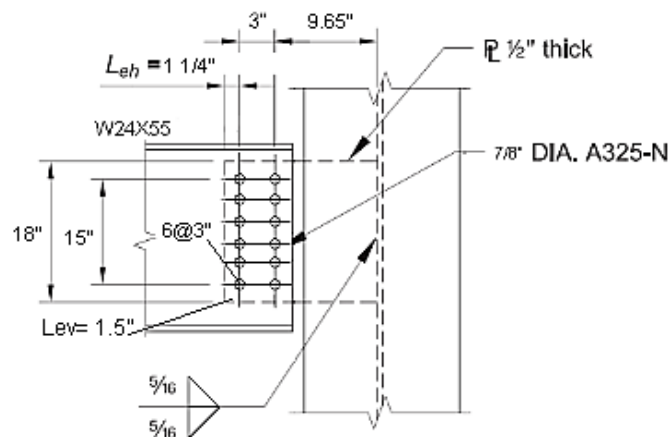


Figura 6-89. Conexión viga - alma de columna. Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

Diseñar la conexión entre una viga ASTM 992 W24X55 y el alma de una columna de 14X283 dado los valores resultantes del software. Usar pernos estándares con diámetros de 7/8 de in y una platina ASTM A36. La viga esta arriostrada por el diafragma del piso.

6.6.1 Propiedades Geométricas de las vigas.

Viga W24X55

Placa ASTM A36

Columna W14X283

$$t_{wb} := 0.395 \text{ in}$$

$$F_y := 36 \text{ ksi}$$

$$t_{wc} := 1.29 \text{ in}$$

$$d_b := 23.6 \text{ in}$$

$$F_u := 58 \text{ ksi}$$

$$d_{bc} := 16.7 \text{ in}$$

6.6.2 Determinando la distancia del soporte a la primera línea de pernos y la distancia del centro de gravedad al grupo de pernos.

$$a := 9.65 \text{ in} \quad e := a + 1.5 \text{ in} = 11.15 \text{ in}$$

6.6.3 Propiedades de pernos.

Del manual AISC 360-10 Tabla 7-4 determine el soporte del esfuerzo. Ecu. J3-6.a

$$\phi r_n := 102 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \cdot t_{wb} = 40.29 \text{ kip} \quad \text{Fuerza de corte de un perno.}$$

Nota: Suponemos que la longitud efectiva del perno es equivalente al espesor de la viga.

$$\phi r_n := 24.3 \text{ kip} \quad \text{Del Manual AISC tabla 7-1.}$$

6.6.3.1 Interpolando AISC Tabla 7-7 con $e = 11.15\text{in}$ y con una cantidad de 6 pernos en la línea principal de la placa.

$$C := 5.21$$

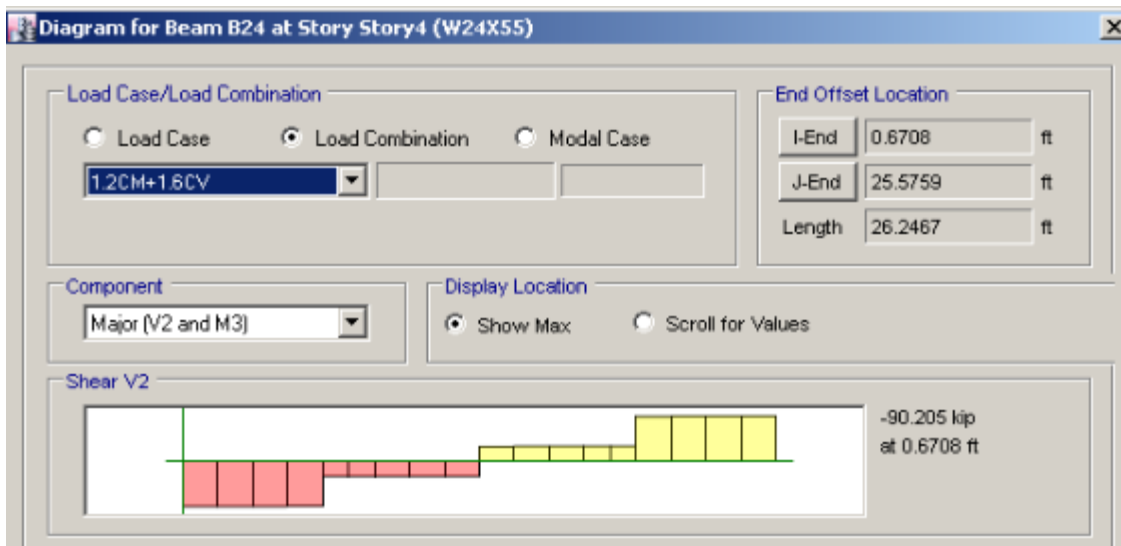


Figura 6-90. Diagrama de cortante generado en viga secundaria.
Fuente: Propia realizado en ETABS.

$$\phi R_n := C \cdot \phi r_n = 126.603 \text{ kip} > V_u = 90.205 \text{ kip} \text{ O.k}$$

6.6.4 Propiedades de la placa.

6.6.4.1 Máximo rigidez de placa:

Determine la máxima rigidez de la placa que resulta en la fluencia de la placa ante los pernos de corte:

$$F_{nv} := 54 \text{ ksi} \quad \text{Para pernos A325.}$$

$$C' := 54.2 \text{ in} \quad \text{Del manual AISC tabla 7-7 para caso del momento.}$$

$$d_{bolt} := \frac{7}{8} \text{ in} \quad \text{Diámetro de pernos.}$$

$$d_{placa} := 18 \text{ in} \quad \text{Profundidad de la placa.}$$

$$Ab := \frac{\pi}{4} \cdot d_{bolt}^2 = 0.601 \text{ in}^2$$

$$M_{max} := \frac{F_{nv}}{0.9} \cdot Ab \cdot C' = 1955.494 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$t_{max} := \frac{6 \cdot M_{max}}{F_y \cdot (d_{placa})^2} = 1.006 \text{ in} \quad \text{Espesor Máximo de placa}$$

Intentar con una placa de 1/2 in

6.6.4.2 Perno que lleva en la placa.

$$l_c := 1.50 \text{ in} - \frac{\frac{13}{16} \text{ in}}{2} = 1.094 \text{ in}$$

$$t := \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$R_n := 1.2 \cdot l_c \cdot t \cdot F_u = 38.063 \text{ kip}$$

$$2.4 \cdot t \cdot d_{bolt} \cdot F_u = 60.9 \text{ kip} \text{ Ecu. J3.6a}$$

$$\text{if}(R_n \leq 2.4 \cdot t \cdot d_{bolt} \cdot F_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\phi := 0.75$$

$$\phi \cdot R_n = 28.547 \text{ kip} > \phi r_n := 24.3 \text{ kip}$$

Usando el código AISC la ecuación J4-3

$$\phi := 1$$

$$A_{gv} := t \cdot d_{placa} = 9 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 194.4 \text{ kip} > V_u = 90.205 \text{ kip} \text{ O.k}$$

6.6.4.3 Ruptura de cortante en placa.

Numero de pernos: $n := 6$

$$A_{nv} := t \cdot \left(d_{placa} - n \cdot \left(d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) = 6 \text{ in}^2$$

Usando la especificación AISC Ecu. J4-4.

$$\phi := 0.75$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 156.6 \text{ kip} > V_u = 90.205 \text{ kip} \text{ O.k}$$

Bloque de ruptura de la placa.

$$n := 6 \quad L_{ev} := 1.5 \text{ in} \quad L_{eh} := 1.25 \text{ in}$$

Usando la especificaciones del AISC Ecu. J4-5.

La componente de ruptura por tensión será:

$$U_{bs} := 0.5$$

$$A_{nt} := t \cdot \left(3 \text{ in} + L_{eh} - 1.5 \cdot \left(d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) = 1.375 \text{ in}^2 \text{ y}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} + \min \left(\phi \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv}, \phi \cdot 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} \right)$$

$$\phi \cdot U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 29.906 \text{ kip}$$

La componente de la cortante en el manual AISC tabla 9-3b

$$A_{gv} := (d_{placa} - L_{ev}) \cdot t = 8.25 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} := A_{gv} - (n - 0.5) \cdot \left(d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \cdot t = 5.5 \text{ in}^2$$

$$\phi \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} = 133.65 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} = 143.55 \text{ kip}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot Ubs \cdot F_u \cdot A_{nt} + \min(\phi \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv}, \phi \cdot 0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv}) = 163.556 \text{ kip}$$

$$\phi R_n = 163.556 \text{ kip} > V_u = 90.205 \text{ kip} \quad \text{O.k}$$

6.6.4.4 Compruebe el pandeo local de la placa.

Nota: Esta comprobación es análoga a la comprobación de pandeo local para vigas doblemente superpuestas como se ilustra en el Manual AISC Parte 9, donde $c = 9.65$ pulgadas y $h_o = 18$ pulg. Entonces en nuestro caso:

$$\lambda := \frac{h_o \cdot \sqrt{36}}{10 \cdot t \cdot \sqrt{\left(475 + 280 \cdot \left(\frac{h_o}{c} \right)^2 \right)}} = 0.567$$

Cuando $\lambda < 1$ $Q := 1$ Manual AISC sección 9. Ecu 9-15

$$Q \cdot F_y = 36 \text{ ksi}$$

Por lo tanto, el pandeo de la placa no es un estado límite de control.

Cortante actuante

$$V_u := 90.205 \text{ kip}$$

$$V_r := V_u = 90.205 \text{ kip}$$

Momento actuante

$$M_u := V_u \cdot a = 870.478 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad M_r := M_u = 870.478 \text{ in} \cdot \text{kip}$$

6.6.4.5 Cortante Nominal Resistente de la Placa.

$$\phi_v := 1$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot d_{placa} \cdot t = 194.4 \text{ kip} \quad V_c := \phi_v \cdot V_n = 194.4 \text{ kip}$$

6.6.4.6 Momento Nominal Resistente de la Placa.

$$\phi_b := 0.9$$

$$\phi_b M_n := \phi_b \cdot Q \cdot F_y \cdot \left(\frac{t \cdot d_{placa}^2}{4} \right) = 1312.2 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad M_c := \phi_b M_n = 1312.2 \text{ in} \cdot \text{kip}$$

Del Manual ASIC Ecu. 10-5

$$\left(\frac{V_r}{V_c} \right)^2 + \left(\frac{M_r}{M_c} \right)^2 = 0.655 \leq 1 \quad \text{O.K}$$

6.6.4.7 Ruptura de flexión en placa:

$$Z_{net} := 27 \text{ in}^3$$

$$\phi := 0.75$$

$$\phi M_n := \phi \cdot F_u \cdot Z_{net} = 1174.5 \text{ kip} \cdot \text{in} > M_u = 870.478 \text{ kip} \cdot \text{in} \quad \text{O.K}$$

6.7 Conexión a corte de viga secundaria a viga maestra.

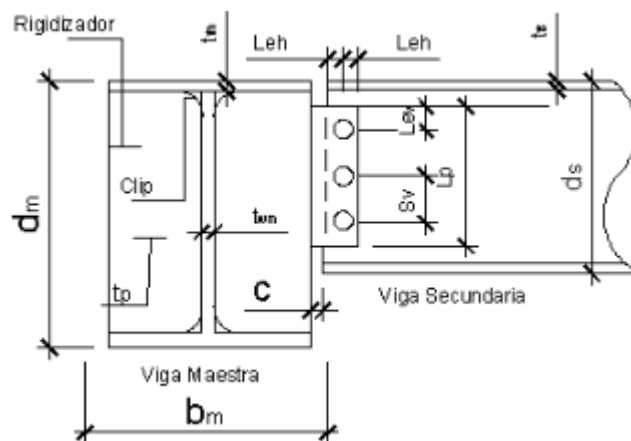


Figura 6-91. Geometría de conexión viga maestra-viga secundaria.

Fuente: Propia realizado en AUTOCAD.

6.7.1 Datos preliminares.

6.7.1.1 Vigas Secundarias W14x38.

Altura de la viga $d_s := 358.14 \text{ mm}$

Ancho de la viga $b_{fs} := 171.96 \text{ mm}$

Espesor del Ala $t_{fs} := 13 \text{ mm}$

Espesor del alma $t_{ws} := 7.874 \text{ mm}$

Tipo de Acero: ASTM A992 50

Esfuerzo de fluencia del Acero: $F_{ys} := 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

6.7.1.2 Viga Maestra W24x55.

Esfuerzo ultimo del Acero: $F_{us} := 4570 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Altura de la viga $d_m := 599.44 \text{ mm}$

Ancho de la viga $b_{fm} := 178.05 \text{ mm}$

Espesor del ala $t_{fm} := 12.83 \text{ mm}$

Espesor del alma $t_{wm} := 10 \text{ mm}$

6.7.2 Planchas y pernos de conexión.

Numero de Pernos $n_b := 3$

Diámetro de los pernos en pulgadas $d_b := \frac{7}{8} \text{ in}$

Diámetros nominales en milímetros $d_b := 22.22 \text{ mm}$ Tabla J3.3 AISC 360-10

Diámetros del agujero: $d_a := 23.81 \text{ mm}$ Tabla J3.3M AISC 360-10

Separación entre pernos: $S_v := 80 \text{ mm}$

Distancia horizontal en el borde del perfil: $L_{es} := 30 \text{ mm}$

Distancia horizontal en el borde de la plancha: $L_{eh} := 30 \text{ mm}$

Distancia vertical al borde de la plancha: $L_{ev} := 30 \text{ mm}$

Longitud de la plancha del corte: $L_p := 328 \text{ mm}$

Espesor tentativo de la plancha: $t_p := 8 \text{ mm}$

Separación entre vigas: $e := 10 \text{ mm}$

Corte entre las esquinas de la plancha: $clip := 30 \text{ mm}$

Acero de la Plancha: ASTM - A992 50

Esfuerzo de fluencia del Acero: $F_{yp} := 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Esfuerzo ultimo del Acero: $F_{up} := 4570 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Tipos de pernos: A 325 (SR)

Capacidad nominal al corte: $F_v := 4780 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

6.7.3 Soldadura de la conexión:

- Tipo de Electrodo: E70xx

Resistencia limite a la tracción: $F_{EXX} := 4920 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Espesor de la soldadura en el alma: $D_{wy} := 5 \text{ mm}$

Espesor de la soldadura en las alas: $D_{wx} := 5 \text{ mm}$

Longitud de la soldadura en el alma: $L_{wy} := d_m - 2 \cdot clip - 2 \cdot t_{fm} = 513.78 \text{ mm}$

Longitud de la soldadura en el ala: $L_{wx} := 0.5 (b_{fm} - t_{wm}) - clip = 54.025 \text{ mm}$

Centro de gravedad del grupo de soldadura:

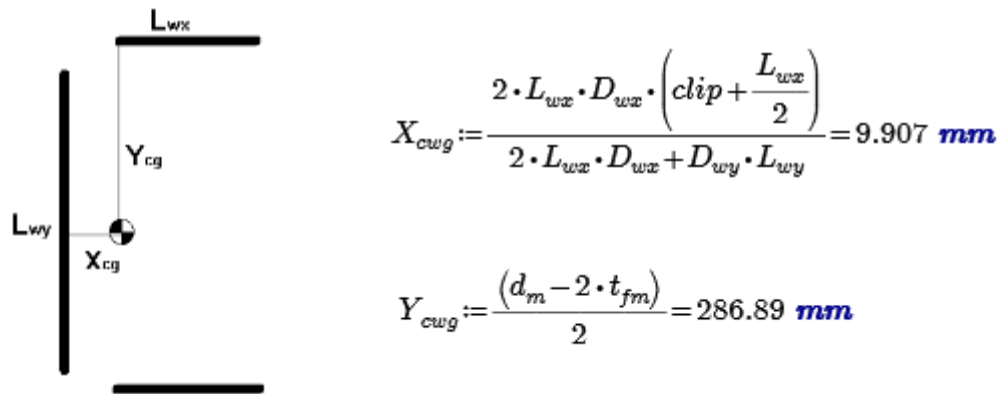


Figura 6-92. Geometría de Soldadura.
Fuente: Propia realizado en AUTCAD.

e) Fuerza de corte mayorada:

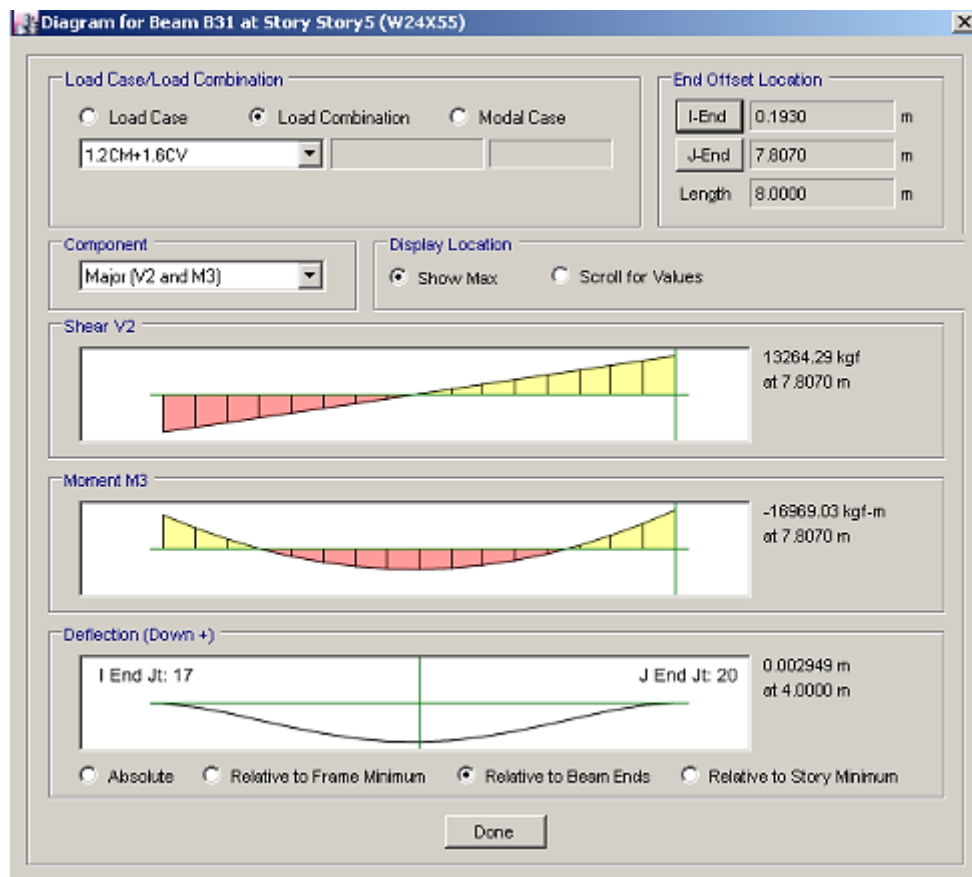


Figura 6-93. Diagrama de cortante y momento en viga secundaria. Fuente: Propia realizado en AUTCAD.

$$V_u := 13264.29 \text{ kgf}$$

6.7.4 Diseño de los pernos.

6.7.4.1 Excentricidad de la carga:

$$X_{cwg} = 9.907 \text{ mm}$$

$$a := 0.5 (b_{fm} - t_{wm}) + e + L_{es} - X_{cwg} = 114.118 \text{ mm}$$

6.7.4.2 Fuerza de corte sobre el perno más solicitado:

$$Y_1 := 80 \text{ mm}$$

$$I_p := 2 \cdot (Y_1)^2 = 128 \text{ cm}^2$$

$$P'_x := \frac{V_u \cdot a \cdot Y_1}{I_p} = 9460.625 \text{ kgf}$$

$$P'_y := \frac{V_u}{n_b} = 4421.43 \text{ kgf} \quad P' := \sqrt{P'^2_x + P'^2_y} = 10442.819 \text{ kgf}$$

6.7.4.3 Resistencia al corte de un perno según AISC 360-10, Cap. J, Sec J3.6.

$$\phi := 0.75$$

$$A_b := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 3.878 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_v \cdot A_b = 13901.676 \text{ kgf}$$

$$\text{if}(\phi R_n > P', \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.7.4.4 Resistencia al aplastamiento de un perno según AISC 360-10, Cap. J, Sec J3.6.

-Resistencia al aplastamiento de un perno sobre la plancha:

$$\phi r_{n1} := \phi \cdot 2.4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot F_{up} = 14622.538 \text{ kgf}$$

-Resistencia al aplastamiento de un perno sobre el alma de la viga:

$$\phi r_{n2} := \phi \cdot 2.4 \cdot d_b \cdot t_{ws} \cdot F_{us} = 14392.233 \text{ kgf}$$

$$\phi r_{nmin} := \text{if}(\phi r_{n1} > \phi r_{n2}, \phi r_{n2}, \phi r_{n1}) = 14392.233 \text{ kgf}$$

$$\text{if}(\phi r_{nmin} > P', \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.7.5 Espesor límite de la plancha:

6.7.5.1. Espesor mínimo para prevenir el pandeo local de la plancha en flexión:

$$t_{pmin} := \max\left(\frac{L_p}{64}, 6 \text{ mm}\right) = 6 \text{ mm}$$

$$\text{if}(t_{pmin} < t_p, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.7.5.2. Espesor máximo de la plancha para garantizar la ductilidad rotacional en la conexión:

$$t_{pmax} := \max\left(\left(\frac{d_b}{2} + \frac{25.4}{16} \text{ mm}\right), t_{pmin}\right) = 12.698 \text{ mm}$$

$$\text{if}(t_{pmax} > t_p, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.7.5.3. Candencia por corte de la plancha, según AISC 360-10, Cap J, Sec J4.2b:

$$A_g := t_p \cdot L_p = 26.24 \text{ cm}^2 \quad \phi := 1$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.60 \cdot F_{yp} \cdot A_g = 55340.16 \text{ kgf}$$

6.7.5.4. Ruptura por corte de la plancha, según AISC 360-10, Cap J, Sec J4.2b:

$$\phi := 0.75$$

$$A_{nv} := t_p \cdot (L_p - d_a \cdot n_b) = 20.526 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot 0.60 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} = 42210.896 \text{ kgf}$$

6.7.5.5. Bloque de corte de la plancha, según AISC 360-10, Cap J, Sec J4.2b:

$$\phi := 0.75$$

$$A_{gv} := t_p \cdot (L_p - L_{ev}) = 23.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} := t_p \cdot ((L_p - L_{ev}) - d_a \cdot (n_b - 0.5)) = 19.078 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} := t_p \cdot \left(L_{eh} - \frac{d_a}{2} \right) = 1.448 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_{n1} := \phi \cdot 0.60 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + \phi \cdot F_{up} \cdot A_{nt} = 44195.556 \text{ kgf}$$

$$\phi R_{n2} := \phi \cdot 0.60 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + \phi \cdot F_{up} \cdot A_{nt} = 42670.569 \text{ kgf}$$

$$\phi R_{nmin} := \text{if}(\phi R_{n1} > \phi R_{n2}, \phi R_{n2}, \phi R_{n1}) = 42670.569 \text{ kgf}$$

$$\text{if}(\phi R_{nmin} > V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.7.6 Resistencia a la flexión de la porción extendida de la plancha de conexión:

6.7.6.1 Resistencia requerida a la flexión:

$$e_p := a = 114.118 \text{ mm}$$

$$M_u := V_u \cdot e_p = 151369.999 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$$

6.7.6.2 Cedencia por flexión de la plancha:

6.7.6.2.1 Esfuerzo critico de flexión en presencia del esfuerzo cortante, Fv:

$$F_v := \frac{V_u}{A_g} = 505.499 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Para} \quad \phi := 0.9$$

$$\phi F_{cr} := \sqrt{(\phi \cdot F_{yp})^2 - 3 \cdot (F_v)^2} = 3039.925 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

6.7.6.2.2 Resistencia a la flexión:

$$S_p := \frac{t_p \cdot L_p^2}{6} = 143.445 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n := \phi F_{cr} \cdot S_p = 436063.078 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$$

$$\text{if}(\phi M_n > M_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.7.6.2.3 Rotura por flexión de la plancha:

$$S_{net} := \frac{t_p}{6} \left(L_p^2 - \frac{S_v^2 \cdot n_b \cdot (n_b^2 - 1) \cdot d_a}{L_p} \right) = 128.579 \text{ cm}^3$$

$$\phi := 0.75$$

$$\phi M_n := \phi \cdot F_{up} \cdot S_{net} = 440703.157 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$$

$$\text{if}(\phi M_n > M_u, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

6.7.7 Diseño de la soldadura.

6.7.7.1 Análisis inelástico de tensión en la soldadura

$$a = 114.118 \text{ mm} \quad M_u := V_u \cdot a = 151369.999 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

6.7.7.2 Propiedades de la Soldadura

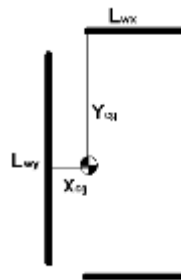


Figura 6-94. Clasificación de Soldadura. Fuente: Propia realizado en AUTCAD.

$$r_i = \sqrt{(x_i)^2 + (y_i)^2} \quad A_i = \frac{\sqrt{2}}{2} * D_i * L_{wi} \quad I_{pi} = A_i * \left(\frac{L_{wi}^2}{12} + r_i^2 \right)$$

$$F_x = \frac{M_u * Y_j}{I_p} \quad F_y = \frac{V_u}{A_w} + \frac{M_u * X_j}{I_p} \quad F = \sqrt{(F_x)^2 + (F_y)^2}$$

Dwx = 5 mm Lwx = 54 mm
Dwy = 5 mm Lwy = 514 mm

Pos	Xi(mm)	Yi(mm)	r(mm)	Aw(mm2)	Ip
1	47.1	-286.89	290.730601	191.0072193	1619.12058
2	-9.9	0	9.9	1816.48661	4013.61812
3	47.1	286.89	290.730601	191.0072193	1619.12058
SUMA			591.361201	2198.501049	7251.85928

Mu = 151,369.99 Kgf-cm
Vu = 13,264.29 Kgf-cm

POS	Xj(mm)	Yj(mm)	Fx(Kgf/cm2)	Fy(Kgf/cm2)	F(Kgf/cm2)
A	74.125	286.89	598.833137	758.0564353	966.049008
B	-9.9	256.89	536.213338	535.170411	757.583073

6.7.7.3 Esfuerzo maximo de la soldadura

$$F = 966.05 \text{ Kgf/cm}^2$$

6.7.7.4 Resistencia de la soldadura

$$F_{exx} = 4,920.00 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\phi F_w = 2,214.00 \text{ Kgf/cm}^2$$

6.7.7.5 Comprobando resultado

$$\phi F_w = 2,214.00 \text{ Kgf/cm}^2 > F = 966.05 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Nota: Estos cálculos fueron realizados en Excel es por eso que se toma este tipo de anotación a diferencia de los demás cálculos.

CONCLUSIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis y el diseño de los elementos, llegamos a concluir los siguientes puntos:

- Nuestros valores obtenidos en la tabla 5-14 y 5-15 en el estado límite de servicio cumple según los parámetros regidos en el artículo 34 inciso a) del Reglamento Nacional de la Construcción, es importante mencionar que siendo un edificio de 8 niveles de alta ductilidad la manera adecuada de controlar estos parámetro fue debido al uso de marcos concéntricos en distintos ejes de la estructura que aumenta su rigidez y reduce las derivas producidas en cada nivel. Logramos determinar que los desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales (límite de servicio) cumplen con sobre diseño de la estructura, esto puede ser debido a que el factor de reducción de 2.5 proporcionado por nuestro reglamento se vuelve muy conservador, investigando en otras literaturas como lo es el **Manual de Diseño por Sismo de Obras Civiles** de México este valor viene siendo empleado a 5.5, el estudios de este valor no es consecuente de acuerdo a nuestro objetivo monográfico pero si es necesario conocer a qué parámetros nos encontramos regulado en el diseño.
- Al emplear el análisis modal espectral conseguimos periodos no mayores a 0.862 seg, este valor fue calculado mediante la metodología propuesta del ASCE 7-10 que nos permite saber el valor aproximado del periodo de la estructura y él cual no debe ser menor que los periodos obtenidos en el análisis, lo que nos proporciona fiabilidad con los datos resultantes de la estructura, siendo también coherente según nuestro sistema propuesto y su respectiva altura.
- El enfoque del diseño sísmico según lo contemplado en la Norma Mínima de Acero Estructural AE-001 presenta en su mayor parte recomendaciones de cumplimientos en las normas AISC las cuales podemos observar algunas de ellas en el capítulo 3.4 de la presente investigación, logramos aplicar dichas recomendaciones en el contenido de estudio en nuestros cálculos

garantizando la fiabilidad en el desempeño de nuestros elementos estructurales.

- Ante la ocurrencia de sismos severos las riostras pueden desarrollar deformaciones axiales muy elevadas, por lo cual es necesario el diseño adecuado con correcto análisis en los elementos de unión estructurales para evitar fallas prematuras, este análisis pudo ser comprobado mediante la Normas AISC-341-10, dando como resultado un correcto desempeño en su demanda capacidad.
- El mayor desplazamiento de la estructura con lo máximo probable es de 4cm, lo cual se encuentra dentro de los parámetros de rango elástico, cumpliendo con uno de los objetivos de diseño sísmico resistente en el que la mayoría de los elementos debe permanecer en este rango.
- Concluimos que la solución a los problemas de diseño no pueden obtenerse mediante un proceso matemático rígido, donde se aplique rutinariamente un conjunto de reglas y formulas, sino que también se caracteriza por un proceso creativo mediante el cual se le da forma a un sistema estructural para que cumpla con una función determinada con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado.

RECOMENDACIONES

Dado los resultados obtenidos en la presente investigación es recomendado:

- Definir los materiales y secciones a utilizar, así como también la elaboración de un modelo con las principales características geométricas de la estructura, incorporando los elementos que las conforman sus principales secciones.
- Establecer las condiciones de unión entre los elementos y los vínculos de apoyo de la estructura, ya sean articulados, empotrados, o con grados de libertad según el concepto de función del elemento.
- Aplicar las acciones de cargas permanentes, variables y accidentales en la estructura.
- En el proceso de definición de los elementos es importante que cumplan con los criterios de resistencia y servicio, en las relaciones demanda capacidad igual a uno, de no ser así, habrá que modificar los elementos redimensionando sus secciones, ya sean vigas, columnas, riostras, etc.
- En determinados casos es necesario aplicar una carga sísmica amplificada dada por el factor Ω_o , para el diseño de miembros especiales, conforme a los sistemas estructurales de acero sismorresistente, esto se debe a que habrán elementos que entraran en cendencia y otros que deben ser conservados en el rango elásticos generando estabilidad al sistema, es una manera de anticiparse a las fuerzas que ocurrirán cuando la estructura entre en cendencia.
- Se recomienda analizar el modelo sin el sistema de marcos concéntricos para comprender su ventaja estructural.
- Es necesario que el Reglamento Nacional de la Construcción actualice métodos de diseño estructurales, ya que Nicaragua es un país con alta vulnerabilidad sísmica y las edificaciones pueden sufrir grandes deformaciones, a tal magnitud que logre sobrepasar su capacidad elástica.

BIBLIOGRAFÍA

1. Reglamento Nacional de Construcción RNC-07. (2007). Ministerio de Transporte e Infraestructura. Managua, Nicaragua.
2. Chopra, Anil K. Dinámica de estructuras (2014), Editorial Pearson. Cuarta edición. Estados Unidos.
3. AISC (2005), Seismic provision for structural steel buildings, ANSI/AISC 341-05, March 09, American Institute of Steel Construction, Inc, Chicago, IL.
4. ASCE/SEI (2016), Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 7-16, Reston, Virginia.
5. María Alejandra Rivas Huete (2017), Diagnóstico del Comportamiento Estructural Utilizando El Método Estático No Lineal (Pushover) Aplicado A Un Modelo de Edificio Irregular, Managua, Nicaragua.
6. Martín Rene Somarriba López (2012), EFECTO DE LOS DISIPADORES METÁLICOS DE ENERGÍA TIPO “ADAS” Y “TADAS” EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN EDIFICIO IRREGULAR, Managua, Nicaragua.
7. Norma mínima de diseño y construcción general de acero estructural (2017), AE-001, Managua, Nicaragua.
8. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 2, Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers, junio 2009, San Francisco, California.

9. Seaoc Structural/Seismic Design Manual (2012), Examples for steel-framed buildings, IBC volume 4, Sacramento, California.
10. ANSI/AISC 360-10 and American National Standard (2010), Specification for Structural Steel Buildings, Junio 22, Chicago, IL.
11. ANSI/AISC 360-16 American Institute of Steel Construction, July 7, United Stated.
12. Ervin Enrique Berrada (2007), Diseño Sísmico de un Edificio de Acero de Tres Plantas, Monografía para optar al título de ingeniero Civil, Managua, Nicaragua.
13. Ing. Eduardo Núñez C (2010), Diseño de Conexiones, Diplomado de Ingeniería Estructural, Noviembre, Arequipa, Perú.
14. Dr. Ingeniero Sebastián Delgado (2010), Ejemplos de Diseño Sísmico de Estructura Metálica Según AISC 341, Post Grado de Ingeniera, República Bolivariana de Venezuela.
15. Seismic Design Manual 2sd Ed. (2012), American Institute of Steel Construction, Structural Steel Educational Council, September, United Stated of America.
16. Bazán, E. & Meli, R. (2000). Diseño Sísmico de Edificios. México, D.F.: Limusa.
17. PhD. Francisco Javier Crisafulli (2014), Diseño Sismoresistente de Construcción de Acero 4ta Ed, Asociación Latinoamericana de Acero, Mendoza, Argentina.

18. Ing. Eliud Hernández (2009), Diseño Sismo Resistente en Acero, Diplomado en Ingeniería Estructural, Julio, Caracas, México.
19. Ing. Héctor Andrés Díaz Casado (2010), Manual de Análisis y Diseño Sismorresistente en Acero Estructural Usando el Programa ETABS Vs 9.7, Curso de Taller de Estructuras Metálicas, Lima, Perú.
20. AISC Design Examples vs 14 (2011), American Institute of Steel Construction, October, United States of America.
21. AISC Design Examples vs 15 (2017), American Institute of Steel Construction, October, United States of America.
22. Prequalified Connections for Special and Intermediate Moment Frames for Seismic Application (2010), American Institute of Steel Construction, Chicago Illinois, United States of America.
23. Ing. Eliud Hernández (2010), Conexiones a Pórticos Arriostrados y Placa Base, INESA Civil Engineering School & Consulting, Maxter Internacional de Estructuras Metálicas y Mixta de Edificación, Barcelo, España, Universidad Politécnica de Catalunya.
24. Ing. Eliud Hernández (2010), Introducción al Diseño Estructural, INESA Civil Engineering School & Consulting, Maxter Internacional de Estructuras Metálicas y Mixta de Edificación, Barcelo, España, Universidad Politécnica de Catalunya.
25. Ing. Eliud Hernández (2010), Edificio de 5 Niveles Usando Sistemas SMF y SCBF, INESA Civil Engineering School & Consulting, Maxter Internacional de Estructuras Metálicas y Mixta de Edificación, Barcelona, España, Universidad Politécnica de Catalunya.

26. Phd. Michel Bruneau (2011), Ductile Design of Steel Structures 2sd Ed, McGraw Hill Company, American Society of Civil Engineers, United States of America.
27. Jack C, McCormac & Stephen F. Csernak (2012), Diseño de Estructura de Acero 5ta Ed, Alfa Omega Grupo Editor, Diciembre, México, D.F.
28. Ing. Guillermo Chávez Toruño, Aplicación de Metodología SCBF en un edificio de 4 Niveles. Marcos especiales con arriostres concéntrico, Managua, Nicaragua.
29. Ing. José Antonio Mayorga (2016), Análisis Comparativo Entre El Diseño Y Comportamiento Sísmico De un Edificio de Acero de Seis Niveles A Base De Marcos Especiales De Arriostres Concéntricos Y A Base De Arriostres Exocéntricos, Julio, Managua, Nicaragua.
30. Srarimulu Vinnakota (2006), Estructura de Acero Comportamiento y LRFD, McGraw-Hill Companies, Inc. México.
31. Ing. Alfredo Elías Ayud (2008), Manual de Diseño por Sismo de Obras Civiles, Comisión Federal de Electricidad, Diciembre, Distrito Federal F.D, México.
32. Emilio Talavera (2008), Evaluación de Amenaza Sísmica en Centro América RESIS II, Abril, Managua, Nicaragua.

ANEXOS
TABLAS Y FIGURAS CONSULTADAS

DESTINO	MÁXIMA (CV)	INCIDENTAL (CVR)	Notas
Residencial (casas, apartamentos, cuartos de hoteles, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales)	200	80	(1)
Salones de clase: Escuelas primarias	250	150	
Secundaria y universidad	250	200	
Hospitales (salas y cuartos), Asilos, Centros de Salud y Clínicas	200	100	
Salas de Operación	400	150	
Oficinas: Despachos	250	100	(2)
Salas de Archivo	500	250	
Bibliotecas: Salones de Lectura	300	150	
Salón de Libros	600	400	
Lugares de Reunión: Salones de Baile, gimnasios, restaurantes, museos y Salas de juegos	400	250	
Auditorios, Cines, Templos: Sillas Fijas	350	250	
Sillas móviles	500	250	
Teatros: Vestíbulos	200	80	
Piso del escenario	700	350	
Graderías y tribunas	500	250	
Lugares de Comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público);	500	250	(3)
Estadios y lugares para espectáculo provisto de gradas (desprovisto de bancas o butacas)	500	350	
Laboratorios	250	125	
Comercio: Ligero	350	300	(4)
Semi-pesado	450	400	(4)
Pesado	550	500	(4)
Fábrica y Talleres: Ligero	400	350	(4)
Semi-pesado	500	450	(4)
Pesado	700	600	(4)
Bodegas: Ligero	450	400	(4)
Semi-pesado	550	475	(4)
Pesado	650	550	(4)
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100	40	(5)
Techos de losas con pendiente mayor de 5%	50	20	
Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.40 m)	250	150	(6)
Andamios y cimbra para concreto	150	100	
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	400	200	

(1). Para elementos con área tributaria, A, mayor de 36 m², CV podrá reducirse, tomándola igual a 100 + 420/»A. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de CV una carga de 500 kg aplicada sobre un área de 50 x 50 cm en la posición más crítica.

- (2). Para elementos con área tributaria, A, mayor de 36 m², CV podrá reducirse, tomándola igual a $180 + 420/A$. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de CV una carga de 1000 kg aplicada sobre un área de 50 x 50 cm en la posición más crítica.
- (3). Para el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se tomará en cuenta lo estipulado en el inciso b) de este artículo.
- (4). La carga unitaria CV, deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.
- (5). Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por recipientes de agua y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse o colgarse. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales. Adicionalmente los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg aplicada en la posición más crítica.
- (6). Más una carga concentrada de 1500 kg en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

Tabla A-2 Distorsiones máximas permisibles para estado límite de colapso (Tabla 4 RNC-07).

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos de acero ò concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

Tabla A-3 Cubiertas de techo, incluye material de fijación (Tabla 1A RNC-07)

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Zinc corrugado calibre 28	3.6
Zinc corrugado calibre 26	5.4
Zinc corrugado calibre 24	6.1
Asbesto cemento 5 mm tipo Tejalita	9
Asbesto Cemento o Fibrocemento, lámina ondulada 6 mm	18
Asbesto cemento autoportante tipo Canaleta	19
Autoportante tipo maxiplac	15
Teja de barro tipo española nacional, saturada.	50

Nota: en techo de teja deberá añadirse 35 kg/m en líneas de cumbrera y de limatesas	
Cartón asfáltico de 3 capas	35

Tabla A-4 Cielos rasos (Tabla 2A RNC-07)

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera	14
Cielo raso de Plywood de 1/4" con estructura de madera	16
Fibrocemento liso 4 mm con estructura de madera	18
Fibrocemento liso 6 mm con estructura de madera	22
Fibrocemento liso 4 mm con perfiles de aluminio	5
Fibrocemento liso 6 mm con perfiles de aluminio	7
Machihembre de ½"	7
Yeso con perfiles de aluminio	8
Placa de 1/2" de fibrocemento reforzada con malla de fibra de vidrio	18
Mortero: cemento cal y arena en malla metálica (15 mm)	30

Tabla A-5 Cubiertas de pisos (Tabla 3A RNC-07)

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Ladrillo de cemento	83
Ladrillo de barro	58
Ladrillo de Cerámica	30
Fibrocemento de 20 mm	22

Tabla A-6 Paredes (Tabla 4A RNC-07)

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Planchetas para paredes prefabricadas, área visible, sin viga corona	110
Bloque decorativo de concreto	117
Lámina Troquelada con estructura de perlines	6
Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23
Esqueleto madera 2" x 3" con Plywood ¼" ambas caras	10
Esqueleto madera 2" x 3" con Plycem 6 mm ambas caras	16
Bloque de cemento de 10 x 20 x 40	140
Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	200
Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	228
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	260
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	300
Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poroplast (2.5 de repello ambas caras)	150
Bloque sólido de barro de 5.6 cmx20.3 cmx10.5 cm	172
Bloque sólido de barro de 5.2 cmx25.3 cmx13.3 cm	210
Bloque sólido de barro de 5.8 cmx29.8 cmx15.2 cm	255
Piedra Cantera 15x40x60	255
Ventanas de Paletas de vidrio con Estructura de aluminio	20
Ventanas de Vidrio Fijo con Estructura de Aluminio	35

Nota: Para paredes con repello de 1 cm. de espesor, agregar 20 kg/m² por cada cara repellada.

Tabla A-7 Materiales almacenables (Tabla 5A RNC-07)

A.	ROCAS	Kg/m³	C.	MATERIALES DIVERSOS	Kg/m³
	Arenisca	2600		Alquitrán	1200
	Arenisca porosa y caliza porosa	2400		Asfalto	1300
	Basalto, diorita	3000		Caucho en plancha	1700
	Calizas compactas y mármoles	2800		Papel	1100
	Granito, sienita, diabasa, pórfido	2800		Plástico en plancha	2100
	Gneis	3000		Vidrio plano	2600
	Mármol	2700	D.	METALES	
	Pizarra	2800		Acero	7850
B	MADERAS			Hierro dulce	7800
	Pochote	530		Fundición	7250
	Pino Costeño	801		Aluminio	2750
	Pino Ocote	660		Plomo	11400
	Genízaro	513		Cobre	8900
	Cedro Macho	615		Bronce	8500
	Cedro Real	481		Zinc	6900
	Laurel hembra	561		Estaño	7400
	Almendro	770		Latón	8500
	Bálsamo	960		Mercurio	1360
	Roble	745		Níquel	9000
	Caoba	500	E.	OTROS	
	Cortez	960		Vidrios	2500
	Guayabo	738		Concreto asfáltico	2400
	Guayacán	1240		Concreto estructural	2400
	Laurel	565		Mortero	2200
	Comenegro	950		Losetas	2400
	Guapinol	930		Cartón bituminado	600
	Níspero	1010		Asbesto – cemento	2500
	Madero Negro	960		Leña	600
	Mora	920		Tierra	1600
	Melón	930			
	Ñambar	1100			

Tabla A-8 Materiales de construcción (Tabla 6A RNC-07)

MATERIAL	kg/m ³
Arena	1500
Arena de Pómez	700
Cal en polvo 1000	1000
Cal en terrón	1000
Cemento en sacos	1600
Cemento en polvo	1200
Grava	1700
Piedra cantera	1440
Acero Estructural	1850

Tabla A-9 Factores de comportamiento sísmico Q (Tabla 1B RNC-07)

Sistema estructural	Descripción	Factor de comportamiento sísmico, Q
a) Edificios industriales	Edificios con marcos rígidos en una dirección (X), y contraventeados con diagonales que trabajan exclusivamente a tensión en la dirección ortogonal (Y).	$Q_x \geq 2^{(1)}$ $Q_y = 1$
	Edificios con marcos rígidos en una dirección (X), contraventeados con diagonales que pueden trabajar en tensión o compresión en la dirección ortogonal (Y).	$Q_x \geq 2^{(1)}$ $Q_y = 1.5$
b) Sistemas contra venteados	Contraventeo excéntrico.	4
	Contraventeo concéntrico dúctil.	3
	Contraventeo concéntrico con ductilidad normal.	2
c) Marcos rígidos	Marcos rígidos de acero con ductilidad alta.	4 ó 3
	Marcos rígidos de acero con ductilidad reducida.	2

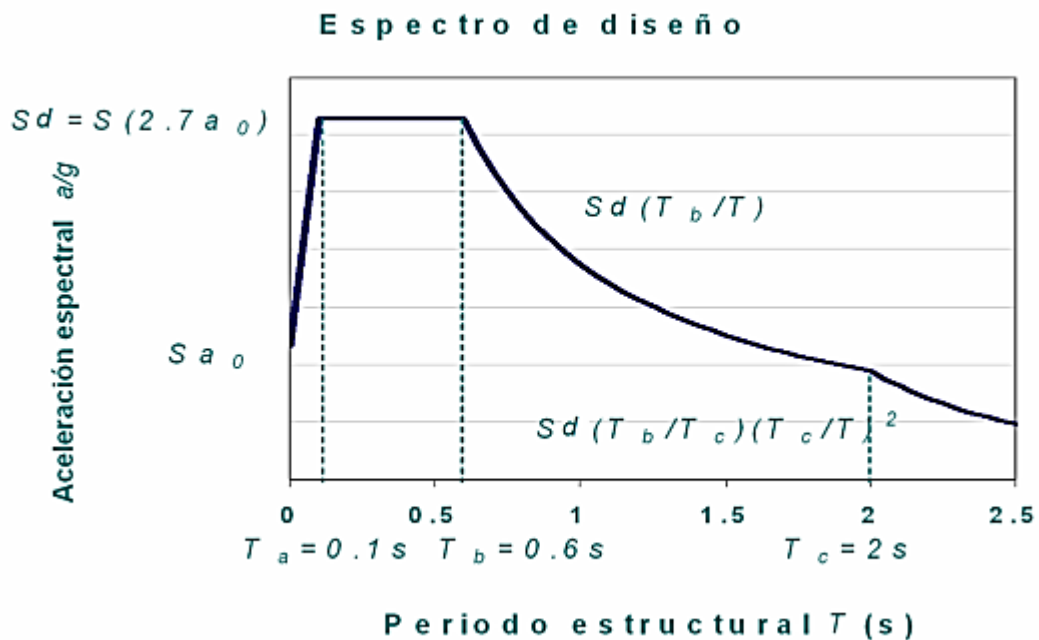


Figura A.1 Espectro de diseño para Nicaragua (Figura 3 RNC-07)

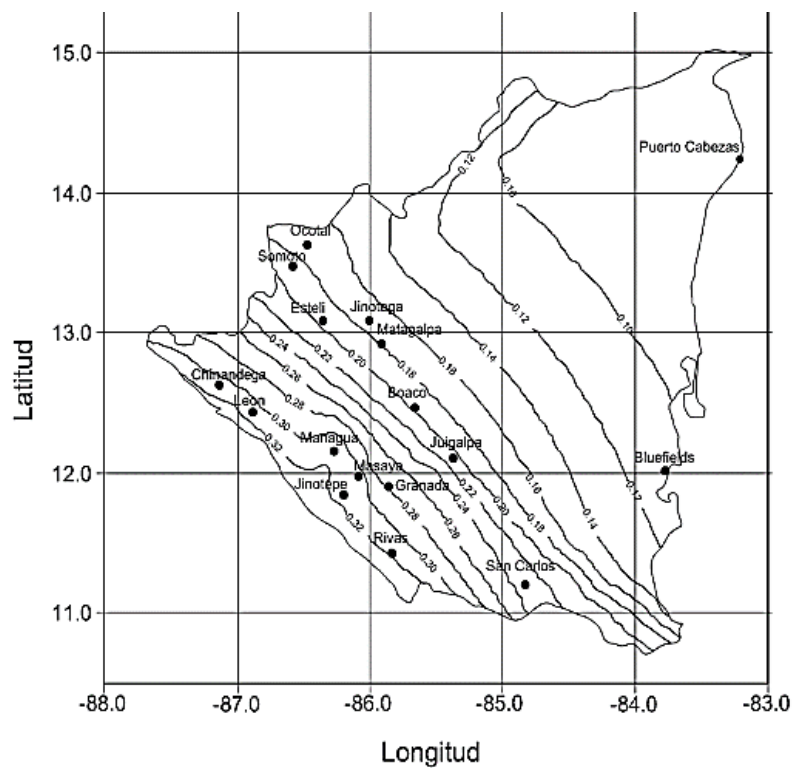


Tabla 5.3 Parámetros resultantes de amenaza para diferentes periodos de retornos en la ciudad de Managua. Fuente: Proyecto RESIS II (Evolución de amenaza sísmica en centro América).

MANAGUA	Periodo de Retorno (años)		
Aceleración (cm/s ²)	500	1000	2500
PGA	507	605	763
SA(0.1s)	1298	1584	2061
SA(0.2s)	1138	1392	1782
SA(0.5s)	586	710	903
SA(1.0s)	288	351	453
SA(2.0s)	122	152	200

Tabla 11.4-1 y 11.4-2 Coeficientes de Sitio según Norma ASCE 7-10.

Table 11.4-1 Site Coefficient, F_a

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period					
Site Class	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s .

Table 11.4-2 Site Coefficient, F_v

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period					
Site Class	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_I .

Tabla 12.8-1 Coeficientes para límite superior en el cálculo de periodo según Norma ASCE 7-10.

Table 12.8-1 Coefficient for Upper Limit on Calculated Period	
Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S_{D1}	Coefficient C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Tabla 12.8-1 Valores aproximación para parámetros de periodo según ASCE 7-10.

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters C_t and x		
Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

Tabla B5. Ductilidad global efectiva para diferentes sistemas sismoresistente Norma Mínima de Acero y Construcción General AE-001.

Configuración estructural	Sistema Estructural	Ductilidad local	Ductilidad Global Efectiva (a utilizarse para la obtención de Espectros de diseño)	
			Edificaciones regulares	Edificaciones irregulares
Sistemas no arriostrados	OMF	—	1.5	1
	IMF	SDA	3	2
	SMF	SDE	5	3
	STMF	SDE	5	3
Sistemas arriostrados	OCBF	SDA	1.5	1
	SCBF	SDE	3	2
	EBF	SDE	4	3
	SPSW	SDE	4	3

Tabla B1. Razones Ancho-Espesor: Elementos Sujetos a Compresión Axial. Norma Mínima de Acero y Construcción General AE-001.

Cao	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Límite de la razón Ancho-Espesor λ , (Esbelto-No Esbelto)	Esquema de Sección
Elementos No-Atesados	1 Alas de perfiles laminados, placas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de angulares conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.58 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2 Alas de perfiles I soldados y placas o angulares conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{K_c E}{F_y}}$	
	3 Alas de perfiles angulares laminados; alas de pares de angulares con separadores y todo tipo de elementos no atesados	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4 Almas de secciones T	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atesados	5 Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6 Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7 Alas de sobre placas y placas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8 Todo elemento atesador	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9 Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

**Tabla B6. Limitaciones de Construcción. Norma Mínima de Acero y Construcción General
AE-001.**

Importancia de la Edificación	Requerimiento del Sistema Dúctil	Irregularidad Grave
Grupo A	SDE	Prohibida
Grupo B	SDA o SDE	Permitida
Grupo C	SDA	Permitida

a. Deberá demostrarse claramente que los efectos torsionales son incluidos dentro del análisis y el cálculo estructural

Tabla 11- 4 Placas para unión de columnas, Manual of Steel Construction 2sd Ed, Load and Resitance Factor Design, American Institute of Steel Construction.

Table 11-4.
Typical Column Splices

Case I:

All-bolted flange-plated column splices between columns
with depth d_u and d_l nominally the same.

Column Size	Gage g_u or g_l	Flange Plates			
		Type	Width	Thk.	Length
W14x455 to 730	13½	1	16	¾	1'-0½
257 to 426	11½	1	14	¾	1'-0½
145 to 233	11½	1	14	½	1'-0½
90 to 132	11½	2	14	¾	1'-0½
43 to 82	5½	2	8	¾	1'-0½
W12x120 to 336	5½	2	12	¾	1'-0½
40 to 106	5½	2	8	¾	1'-0½
W10x33 to 112	5½	2	8	¾	1'-0½
WBx31 to 67	5½	2	8	¾	1'-0½
24 & 28	3½	2	6	¾	1'-0½
Gages shown may be modified if necessary to accommodate fittings elsewhere on the column.					

Case I-A:
 $d_l = (d_u + \frac{1}{4}\text{-in.})$
to $(d_u + \frac{3}{8}\text{-in.})$

Flange plates: Select g_u for upper column; select g_l and flange plate dimensions for lower columns (see table above).
Fillers: None.
Shims: Furnish sufficient strip shims $2\frac{1}{2} \times 1\frac{1}{8}$ to provide 0 to $\frac{1}{16}$ -in. clearance each side.

Case I-B:
 $d_l = (d_u - \frac{1}{4}\text{-in.})$
to $(d_u + \frac{1}{8}\text{-in.})$

Flange plates: Same as Case I-A.
Fillers (shop bolted under flange plates): Select thickness as $\frac{1}{8}$ -in. for $d_l = d_u$ and $d_l = (d_u + \frac{1}{8}\text{-in.})$ or as $\frac{1}{4}$ -in. for $d_l = (d_u - \frac{1}{8}\text{-in.})$ and $d_l = (d_u - \frac{1}{4}\text{-in.})$
Select width to match flange plate and length as 0'-9 for Type 1 or 0'-6 for Type 2.
Shims: Same as Case I-A.

Case I-C:
 $d_l = (d_u + \frac{3}{4}\text{-in.})$
and over.

Flange plates: Same as Case I-A.
Fillers (shop bolted to upper column): Select thickness as $(d_l - d_u) / 2$ minus $\frac{1}{8}$ -in., whichever results in $\frac{1}{8}$ -in. multiples of filler thickness. Select width to match flange plate, but not greater than upper column flange width.
Select length as 1'-0 for Type 1 or 0'-9 for Type 2.
Shims: Same as Case I-A.

For lifting devices, see Figure 11-21.

Tabla 7-4 Resistencia de soporte disponible en pernos sujeta en base al espaciado de pernos. Manual AISC 4ta Ed.

Table 7-4 Available Bearing Strength at Bolt Holes Based on Bolt Spacing kips/in. thickness										
Hole Type	Bolt Spacing, s , in.	F_u ksi	Nominal Bolt Diameter, d , in.							
			$\frac{3}{8}$		$\frac{7}{8}$		$\frac{1}{2}$		1	
			ϕ_u/Ω	ϕ_u	ϕ_u/Ω	ϕ_u	ϕ_u/Ω	ϕ_u	ϕ_u/Ω	ϕ_u
STD SSLT	$2\frac{1}{2} d_b$	58 65	34.1 38.2	51.1 57.3	41.3 46.3	62.0 69.5	48.6 54.4	72.9 81.7	55.8 62.5	83.7 93.8
	3 in.	58 65	43.5 48.6	65.3 73.1	52.2 58.5	78.3 87.8	60.9 68.3	91.4 102	67.4 75.6	101 113
SSLP	$2\frac{1}{2} d_b$	58 65	27.6 30.9	41.3 46.3	34.8 39.0	52.2 58.5	42.1 47.1	63.1 70.7	47.1 52.8	70.7 79.2
	3 in.	58 65	43.5 48.6	65.3 73.1	52.2 58.5	78.3 87.8	60.9 68.3	91.4 102	67.4 75.6	101 113
OVS	$2\frac{1}{2} d_b$	58 65	29.7 33.3	44.6 50.0	37.0 41.4	55.5 62.2	44.2 49.6	66.3 74.3	49.3 55.3	74.0 82.9
	3 in.	58 65	43.5 48.6	65.3 73.1	52.2 58.5	78.3 87.8	60.9 68.3	91.4 102	67.4 75.6	101 113
LSLP	$2\frac{1}{2} d_b$	58 65	3.62 4.06	5.44 6.09	4.35 4.89	6.53 7.31	5.08 5.69	7.61 8.53	5.80 6.50	8.70 9.75
	3 in.	58 65	43.5 48.6	65.3 73.1	52.2 58.5	78.3 87.8	60.9 68.3	91.4 102	67.4 75.6	101 113
LSLT	$2\frac{1}{2} d_b$	58 65	26.4 31.8	42.6 47.7	34.4 38.6	51.7 57.9	40.5 45.4	60.7 68.0	46.5 52.1	69.8 78.2
	3 in.	58 65	38.3 40.6	54.4 60.9	43.5 46.8	65.3 73.1	50.8 56.0	76.1 85.3	56.2 63.0	84.3 94.5
STD, SSLT, SSLP, OVS, LSLP	$s \geq s_{\min}$	58 65	43.5 48.6	65.3 73.1	52.2 58.5	78.3 87.8	60.9 68.3	91.4 102	67.4 75.6	101 113
	$s \geq s_{\min}$	58 65	38.3 40.6	54.4 60.9	43.5 46.8	65.3 73.1	50.8 56.0	76.1 85.3	56.2 63.0	84.3 94.5
Spacing for full bearing strength s_{\min} , in.		STD, SSLT, LSLT	$1\frac{11}{16}$	$2\frac{5}{16}$		$2\frac{1}{2}$		$3\frac{1}{8}$		
			OVS	$2\frac{1}{8}$	$2\frac{7}{16}$		$2\frac{13}{16}$		$3\frac{1}{4}$	
			SSLP	$2\frac{1}{8}$	$2\frac{1}{2}$		$2\frac{7}{8}$		$3\frac{5}{16}$	
			LSLP	$2\frac{13}{16}$	$3\frac{1}{8}$		$3\frac{15}{16}$		$4\frac{1}{2}$	
Minimum Spacing* = $2\frac{2}{3}d$, in.			$1\frac{11}{16}$	2		$2\frac{5}{16}$		$2\frac{11}{16}$		
STD = standard hole SSLT = short-slotted hole oriented transverse to the line of force SSLP = short-slotted hole oriented parallel to the line of force OVS = oversized hole LSLP = long-slotted hole oriented parallel to the line of force LSLT = long-slotted hole oriented transverse to the line of force										
ASD	LRFD	Note: Spacing indicated is from the center of the hole or slot to the center of the adjacent hole or slot in the line of force. Hole deformation is considered. When hole deformation is not considered, see AISC Specification Section J3.10. * Decimal value has been rounded to the nearest sixteenth of an inch.								
$\Omega = 2.00$	$\phi = 0.75$									

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

Tabla 7-1 Resistencia Permisible al corte en pernos, Manual AISC 4ta Ed, American Institute of Steel Construction.

Table 7-1 Available Shear Strength of Bolts, kips													
Nominal Bolt Diameter, d , in.					$5/8$		$3/4$		$7/8$		1		
Nominal Bolt Area, in. ²					0.307		0.442		0.601		0.785		
ASTM Desig.	Thread Cond.	F_u/Ω (ksi)	ϕF_u (ksi)	Load- ing	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	
		ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
Group A	N	27.0	40.5	S D	8.29 16.6	12.4 24.9	11.9 23.9	17.9 35.8	16.2 32.5	24.3 48.7	21.2 42.4	31.8 63.6	
	X	34.0	51.0	S D	10.4 20.9	15.7 31.3	15.0 30.1	22.5 45.1	20.4 40.9	30.7 61.3	26.7 53.4	40.0 80.1	
Group B	N	34.0	51.0	S D	10.4 20.9	15.7 31.3	15.0 30.1	22.5 45.1	20.4 40.9	30.7 61.3	26.7 53.4	40.0 80.1	
	X	42.0	63.0	S D	12.9 25.8	19.3 38.7	18.6 37.1	27.8 55.7	25.2 50.5	37.9 75.7	33.0 65.9	49.5 98.9	
A307	—	13.5	20.3	S D	4.14 8.29	6.23 12.5	5.97 11.9	8.97 17.9	8.11 16.2	12.2 24.4	10.6 21.2	15.9 31.9	
Nominal Bolt Diameter, d , in.					$1\frac{1}{8}$		$1\frac{1}{4}$		$1\frac{3}{8}$		$1\frac{1}{2}$		
Nominal Bolt Area, in. ²					0.994		1.23		1.48		1.77		
ASTM Desig.	Thread Cond.	F_u/Ω (ksi)	ϕF_u (ksi)	Load- ing	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	
		ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
Group A	N	27.0	40.5	S D	26.8 53.7	40.3 80.5	33.2 66.4	49.8 99.6	40.0 79.9	59.9 120	47.8 95.6	71.7 143	
	X	34.0	51.0	S D	33.8 67.6	50.7 101	41.8 83.6	62.7 125	50.3 101	75.5 151	60.2 120	90.3 181	
Group B	N	34.0	51.0	S D	33.8 67.6	50.7 101	41.8 83.6	62.7 125	50.3 101	75.5 151	60.2 120	90.3 181	
	X	42.0	63.0	S D	41.7 83.5	62.6 125	51.7 103	77.5 155	62.2 124	93.2 186	74.3 149	112 223	
A307	—	13.5	20.3	S D	13.4 26.8	20.2 40.4	16.6 33.2	25.0 49.9	20.0 40.0	30.0 60.1	23.9 47.8	35.9 71.9	
ASD	LRFD	For end loaded connections greater than 38 in., see AISC Specification Table J3.2 footnote b.											
$\Omega = 2.00$	$\phi = 0.75$												

Tabla 7-7 Coeficiente C para resistencia por carga excéntrica admisible en pernos,
Manual AISC 4ta Ed, American Institute of Steel Construction.

Table 7-7

Coefficients C for Eccentrically Loaded Bolt Groups

Angle = 0°

Available strength of a bolt group,
 ϕR_n or R_n/Ω , is determined with

$$R_n = C \times r_n$$

or

$$C_{LRFD} = \frac{P_u}{\phi r_n}$$

$$C_{ASD} = \frac{\Omega P_n}{r_n}$$

where

P = required force, P_u or P_n , kips

r_n = nominal strength per bolt, kips

e = eccentricity of P with respect
 to centroid of bolt group, in.
 (not tabulated, may be
 determined by geometry)

e_x = horizontal component of e , in.

s = bolt spacing, in.

C = coefficient tabulated below

		Number of Bolts in One Vertical Row, n											
s , in.	e_n , in.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3	2	0.84	2.54	4.48	6.58	8.72	10.8	12.9	15.0	17.0	19.0	21.0	23.0
	3	0.65	2.03	3.68	5.67	7.77	9.91	12.1	14.2	16.3	18.3	20.4	22.5
	4	0.54	1.67	3.06	4.86	6.84	8.93	11.1	13.2	15.4	17.5	19.6	21.7
	5	0.45	1.42	2.59	4.21	6.01	8.00	10.1	12.2	14.4	16.5	18.7	20.8
	6	0.39	1.22	2.25	3.69	5.32	7.17	9.16	11.2	13.4	15.5	17.7	19.8
	7	0.35	1.08	1.99	3.27	4.74	6.46	8.33	10.3	12.4	14.5	16.7	18.8
	8	0.31	0.96	1.78	2.93	4.27	5.86	7.80	9.50	11.5	13.6	15.7	17.8
	9	0.28	0.86	1.60	2.65	3.87	5.34	6.97	8.75	10.7	12.7	14.7	16.8
	10	0.26	0.78	1.46	2.42	3.53	4.90	6.42	8.10	9.91	11.8	13.8	15.9
	12	0.22	0.66	1.24	2.06	3.01	4.19	5.51	7.01	8.63	10.4	12.2	14.2
	14	0.19	0.57	1.08	1.78	2.62	3.66	4.82	6.15	7.61	9.19	10.9	12.7
	16	0.17	0.51	0.95	1.57	2.32	3.24	4.27	5.47	6.79	8.23	9.78	11.4
	18	0.15	0.45	0.85	1.41	2.07	2.90	3.83	4.92	6.11	7.43	8.85	10.4
	20	0.14	0.41	0.77	1.27	1.88	2.63	3.48	4.47	5.55	6.76	8.07	9.48
	24	0.12	0.34	0.65	1.07	1.58	2.21	2.93	3.77	4.69	5.72	6.85	8.06
6	2	0.84	3.24	5.39	7.47	9.51	11.5	13.5	15.5	17.5	19.5	21.5	23.4
	3	0.65	2.79	4.93	7.08	9.17	11.2	13.3	15.3	17.3	19.3	21.3	23.3
	4	0.54	2.41	4.44	6.60	8.75	10.9	12.9	15.0	17.0	19.1	21.1	23.1
	5	0.45	2.10	3.97	6.11	8.27	10.4	12.5	14.6	16.7	18.7	20.8	22.8
	6	0.39	1.85	3.55	5.62	7.77	9.93	12.1	14.2	16.3	18.4	20.4	22.5
	7	0.35	1.64	3.18	5.17	7.27	9.43	11.6	13.7	15.9	18.0	20.1	22.1
	8	0.31	1.47	2.87	4.75	6.79	8.92	11.1	13.3	15.4	17.5	19.6	21.7
	9	0.28	1.34	2.61	4.39	6.34	8.43	10.6	12.7	14.9	17.1	19.2	21.3
	10	0.26	1.22	2.39	4.06	5.92	7.96	10.1	12.2	14.4	16.6	18.7	20.9
	12	0.22	1.04	2.04	3.52	5.20	7.10	9.12	11.2	13.4	15.5	17.7	19.9
	14	0.19	0.90	1.77	3.09	4.61	6.36	8.27	10.3	12.4	14.5	16.7	18.9
	16	0.17	0.80	1.57	2.75	4.12	5.74	7.52	9.44	11.5	13.5	15.7	17.8
	18	0.15	0.71	1.41	2.48	3.72	5.21	6.87	8.68	10.6	12.6	14.7	16.8
	20	0.14	0.64	1.28	2.25	3.38	4.77	6.31	8.02	9.85	11.8	13.8	15.9
	24	0.12	0.54	1.07	1.90	2.86	4.06	5.40	6.91	8.55	10.3	12.2	14.1
	28	0.10	0.46	0.93	1.64	2.47	3.52	4.70	6.05	7.52	9.12	10.8	12.6
	32	0.09	0.41	0.81	1.44	2.18	3.11	4.16	5.37	6.69	8.15	9.71	11.4
	36	0.08	0.36	0.73	1.29	1.94	2.78	3.72	4.81	6.02	7.34	8.78	10.3
C , in.		2.94	13.2	26.5	47.0	71.4	103	138	180	226	279	337	400

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

Tabla J3.3 y J3.3M Dimensión nominal de agujero, AISC 360-10, American Institute of Steel Construction.

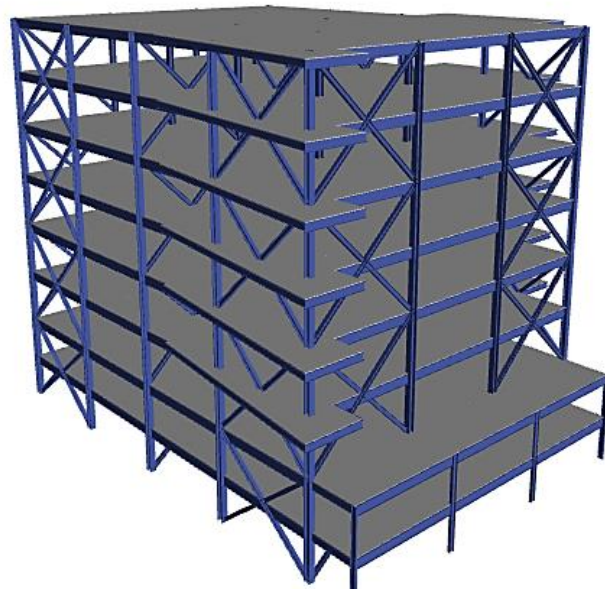
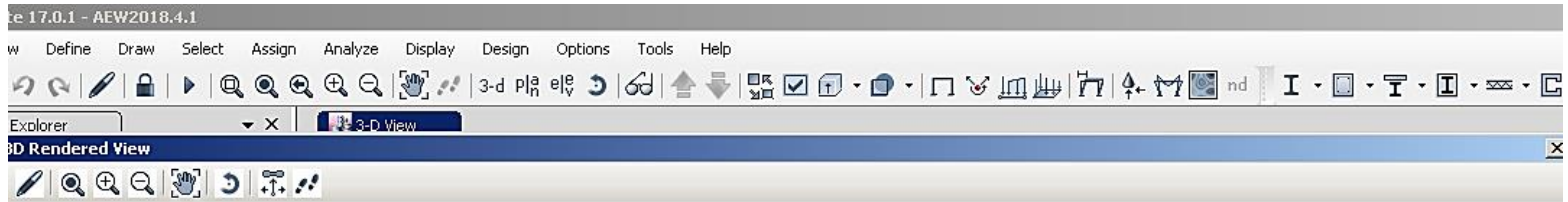
TABLE J3.3 Nominal Hole Dimensions, in.				
Bolt Diameter, in.	Hole Dimensions			
	Standard (Dia.)	Oversize (Dia.)	Short-Slot (Width × Length)	Long-Slot (Width × Length)
$\frac{1}{2}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{9}{16} \times \frac{11}{16}$	$\frac{9}{16} \times 1\frac{1}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{11}{16} \times \frac{7}{8}$	$\frac{11}{16} \times 1\frac{3}{8}$
$\frac{3}{4}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{15}{16}$	$\frac{13}{16} \times 1$	$\frac{13}{16} \times 1\frac{7}{8}$
$\frac{7}{8}$	$\frac{15}{16}$	$1\frac{1}{16}$	$\frac{15}{16} \times 1\frac{1}{8}$	$\frac{15}{16} \times 2\frac{3}{16}$
1	$1\frac{1}{16}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{16} \times 1\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{16} \times 2\frac{1}{2}$
$\geq 1\frac{1}{8}$	$d + \frac{1}{16}$	$d + \frac{3}{16}$	$(d + \frac{1}{16}) \times (d + \frac{3}{8})$	$(d + \frac{1}{16}) \times (2.5 \times d)$

TABLE J3.3M Nominal Hole Dimensions, mm				
Bolt Diameter, mm	Hole Dimensions			
	Standard (Dia.)	Oversize (Dia.)	Short-Slot (Width × Length)	Long-Slot (Width × Length)
M16	18	20	18 × 22	18 × 40
M20	22	24	22 × 26	22 × 50
M22	24	28	24 × 30	24 × 55
M24	27 ^(a)	30	27 × 32	27 × 60
M27	30	35	30 × 37	30 × 67
M30	33	38	33 × 40	33 × 75
$\geq M36$	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 2.5d$
^(a) Clearance provided allows the use of a 1-in. bolt if desirable.				

ANEXOS

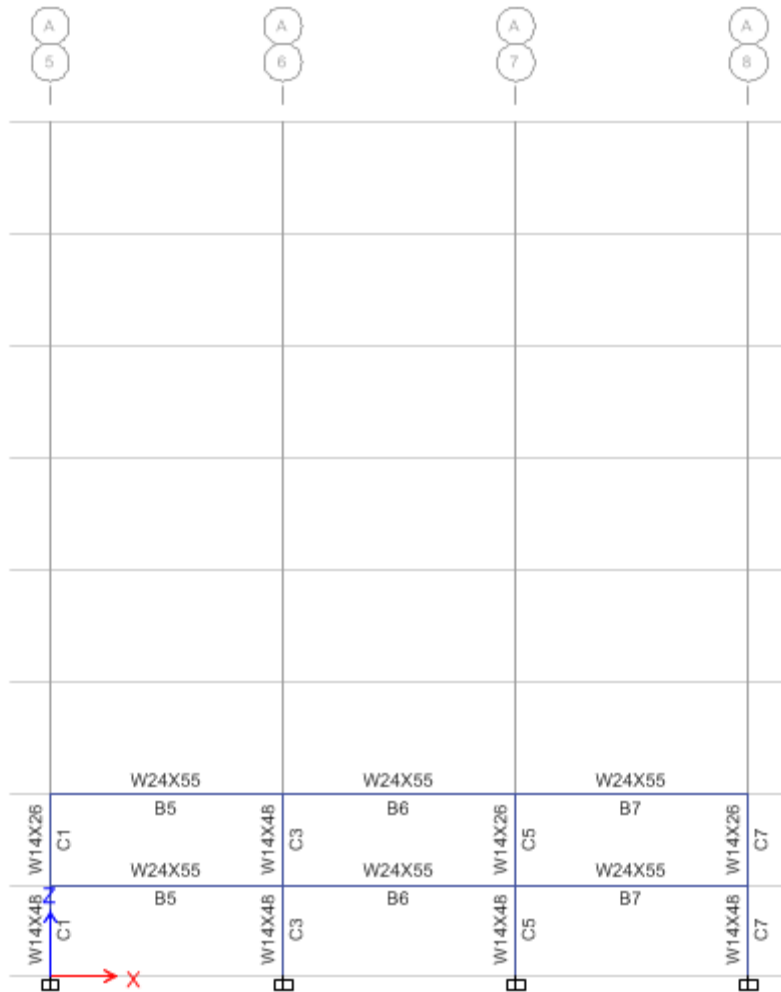
IMÁGENES DEL MODELO Y DIAGRAMAS.

Imagen de Modelo 3D renderizado en ETABS 2016. (Anexo 1)

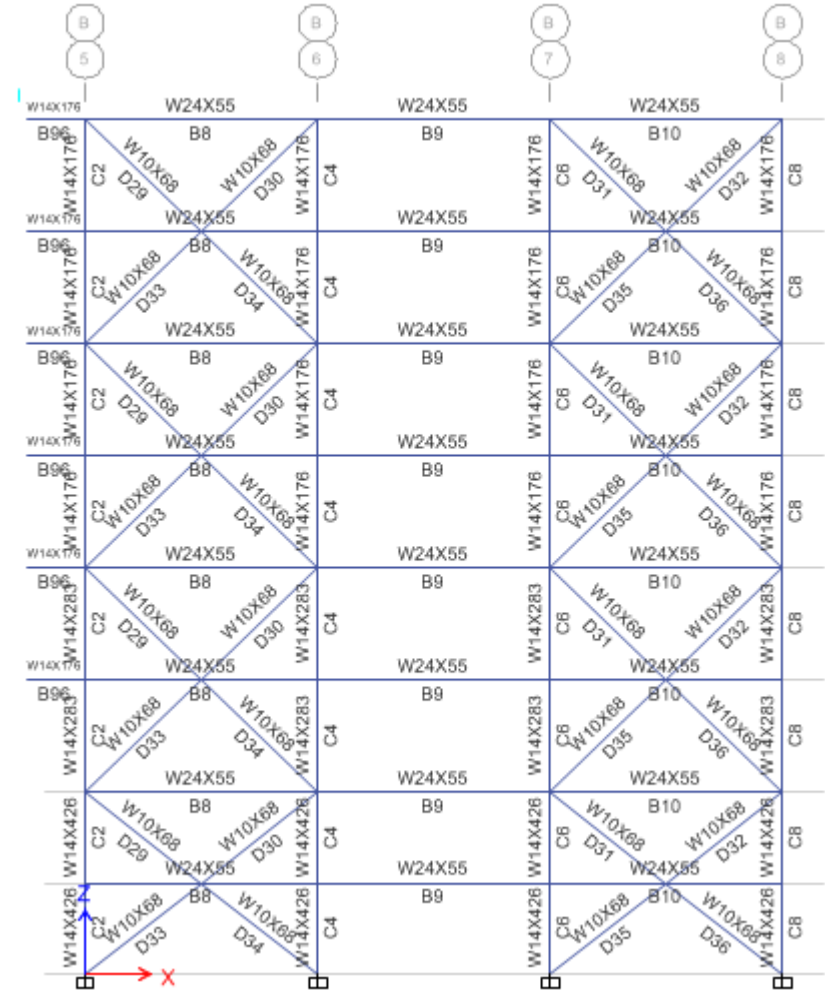




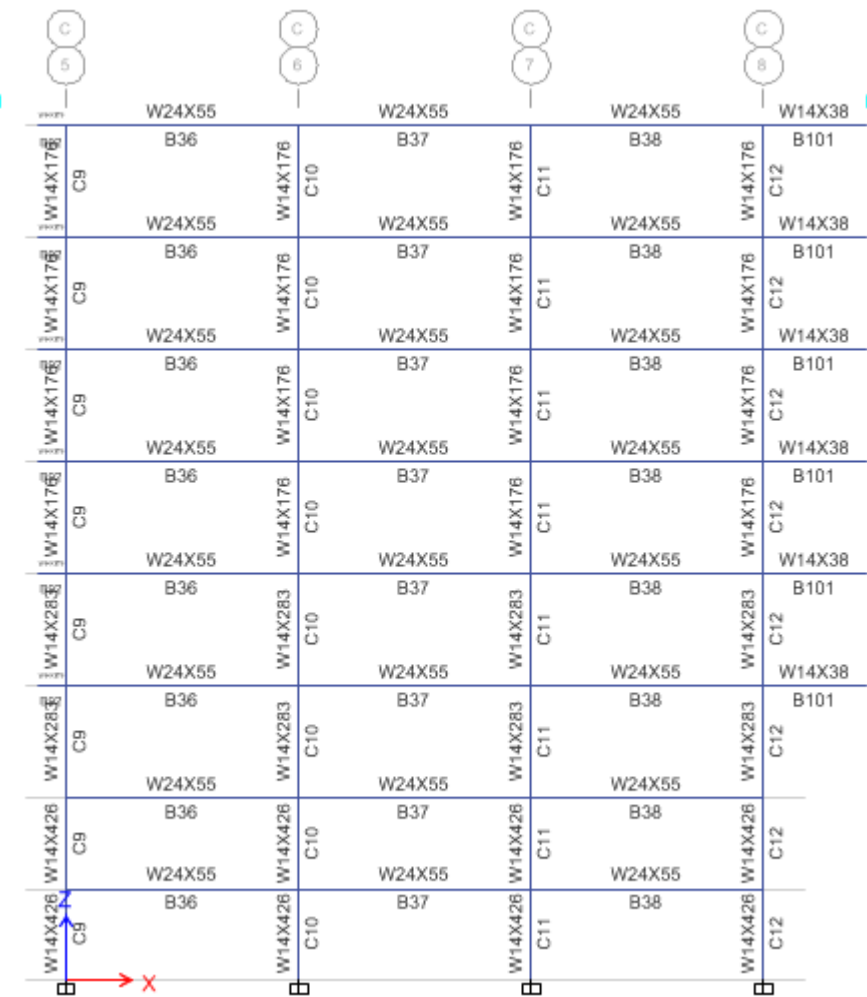
Elevación A Realizado en ETABS 2016 (Anexo 5)



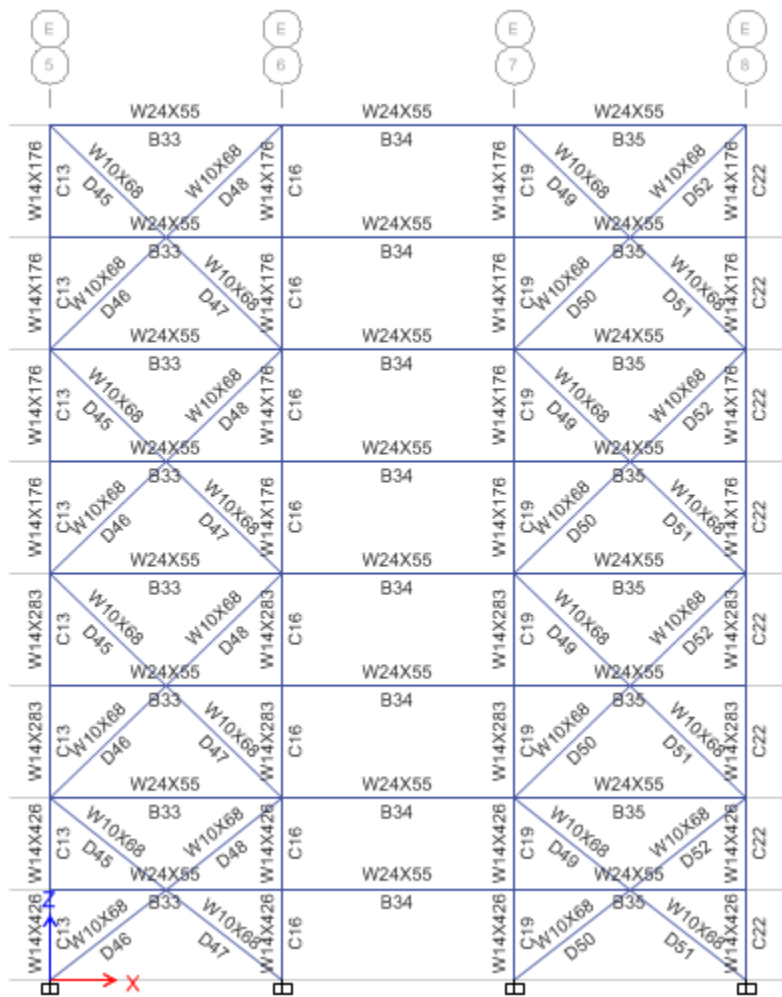
Elevación B (Anexo 6)



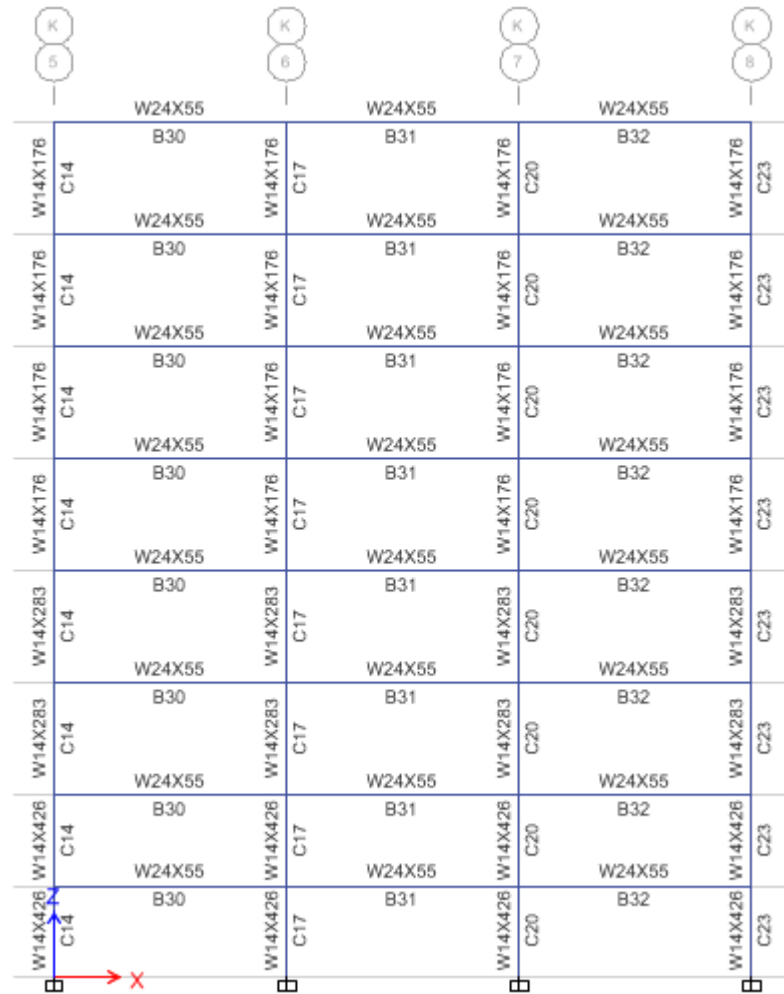
Elevación C (Anexo 7)



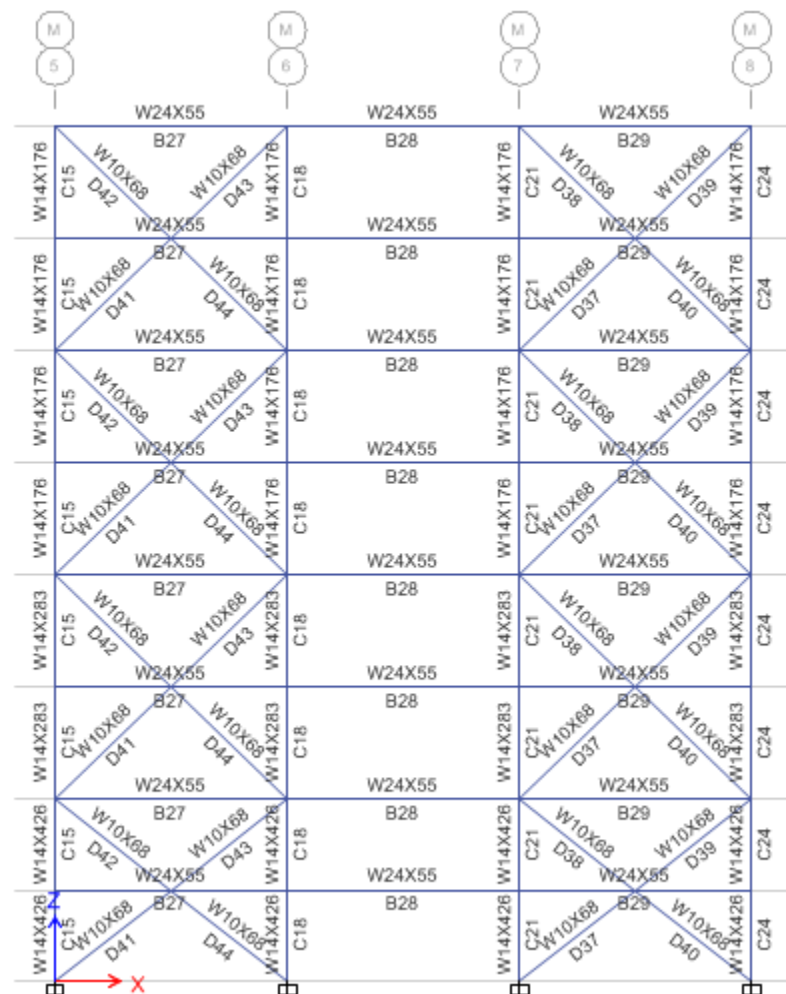
Elevación E (Anexo 8)



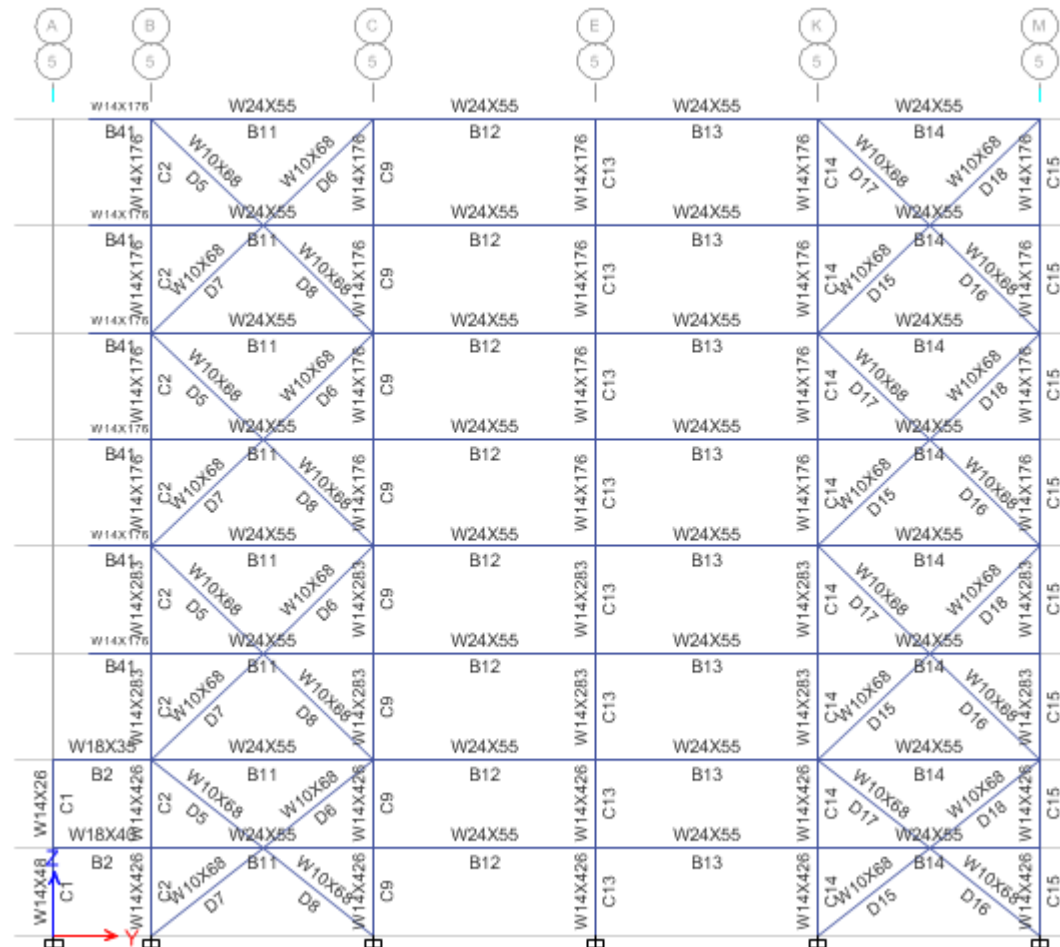
Elevación K (Anexo 9)



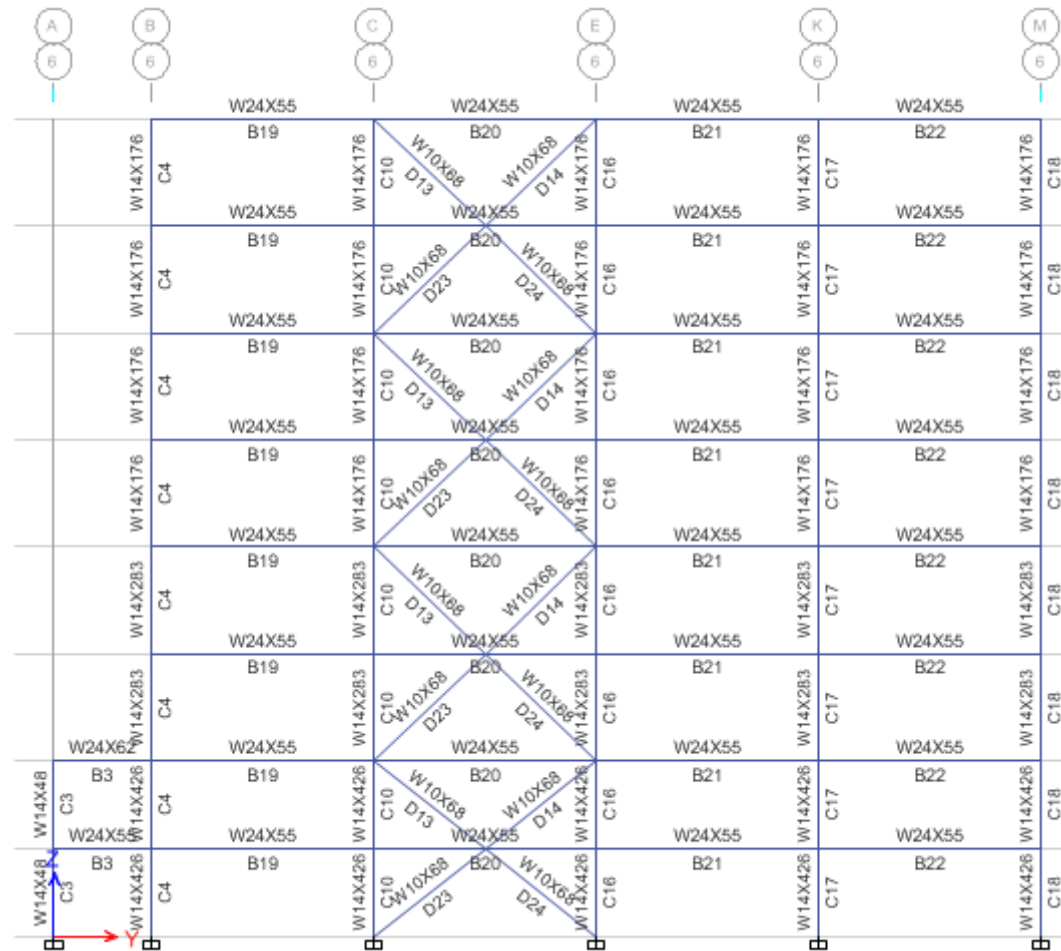
Elevación M (Anexo 10)



Elevación 5 (Anexo 11)



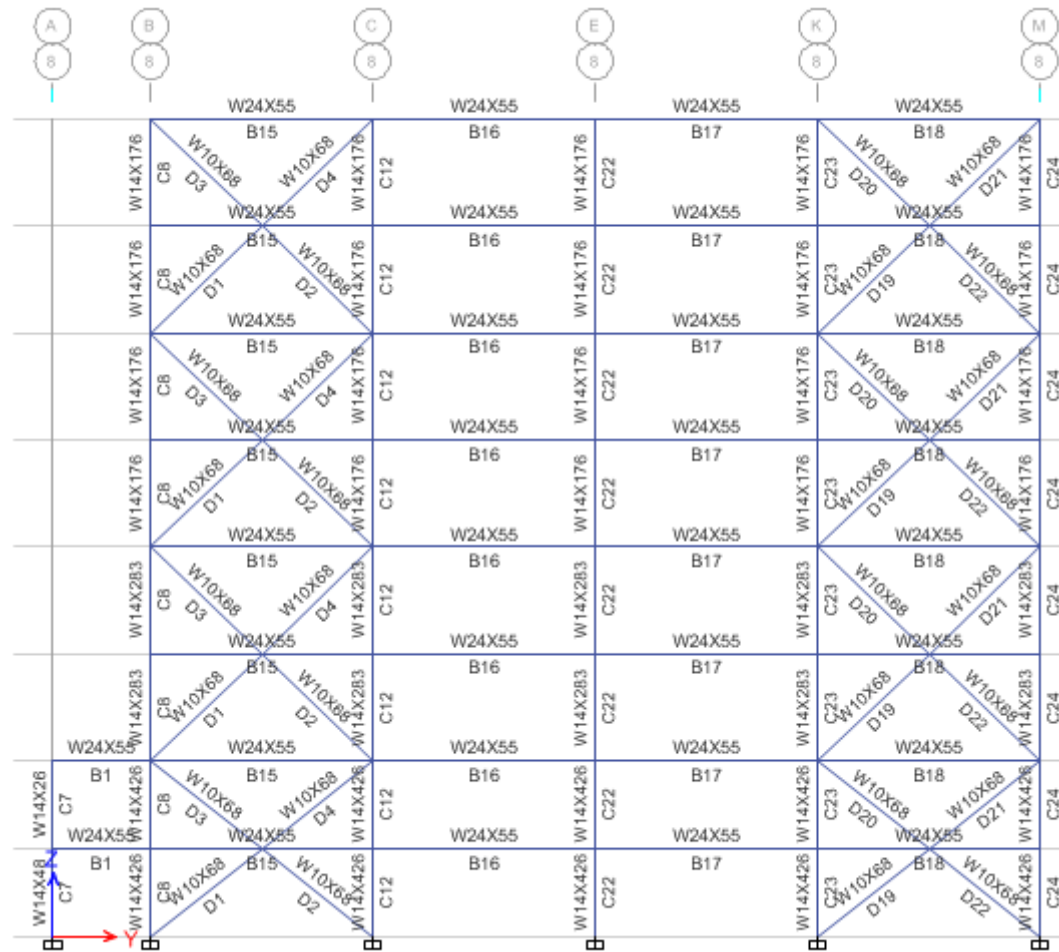
Elevación 6 (Anexo 12)



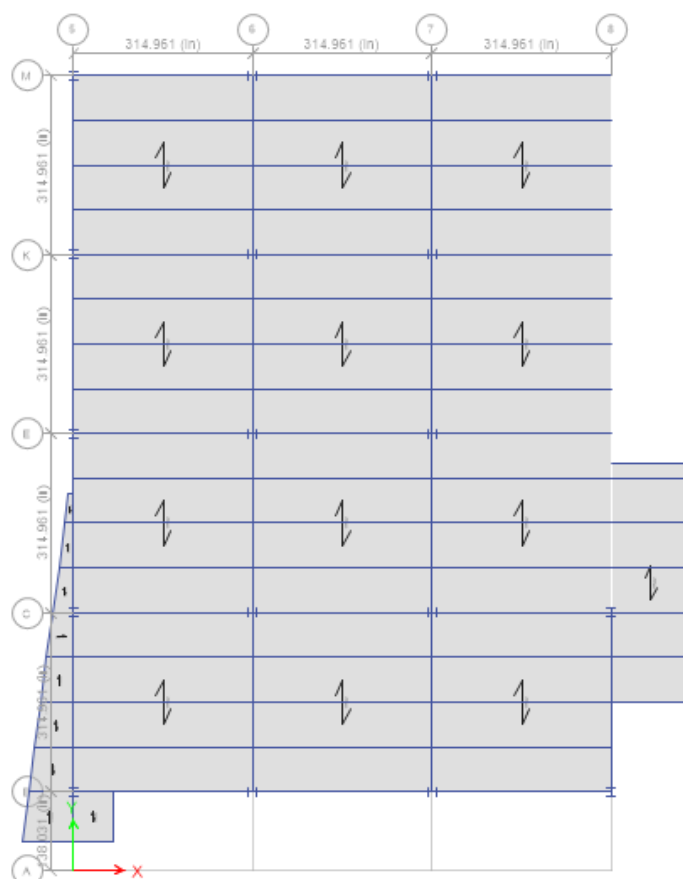
Elevación 7 (Anexo 13)



Elevación 8 (Anexo 14)

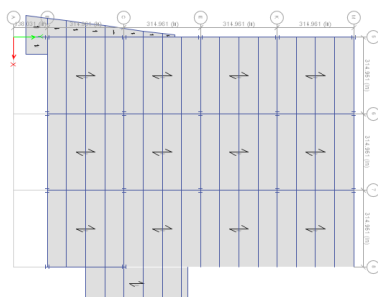


“Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.”(Anexo 15)



No cumple, ya que no existe simetría en ambas direcciones.

3. “La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.” Tomando como largo el eje en Y y como ancho el eje en X. (Anexo 16)



$$\frac{35.506m}{24m} = 1.48 < 2.5 \quad \text{ok cumple}$$

Diafragma rígido (Anexo 17)

Diafragma, ya sea de techo o entrepiso que pueda distribuir las cargas horizontales según las rigideces de los elementos resistentes de apoyo.

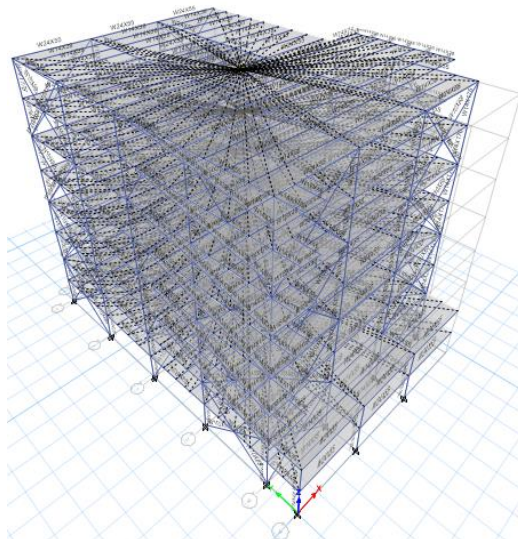
Como ejemplo de diafragmas rígidos se pueden considerar: Losa sólida de concreto reforzado coladas en el sitio; o losas formadas por franjas (viguetas) de elementos prefabricados sin juntas monolíticas entre ellas, pero con una losa sólida adicional de concreto reforzado coladas sobre los elementos prefabricados y debidamente ancladas a ellos.

Esta placa o losa adicional deberá tener no menos de 5 cm. de espesor y deberá reforzarse en cada dirección, de acuerdo a los requerimientos de análisis o por temperatura, cualquiera que sea mayor.

Las viguetas prefabricadas, deberán estar bien ancladas en sus extremos a un cordón o viga monolítica de concreto reforzada, debidamente calculada para evitar fisuración. Los entrepisos o techos que no cumplan con estas condiciones no deberán considerarse como diafragmas rígidos y no podrán emplearse en construcciones de paredes prefabricadas mayores de un piso.

En cualquier de los casos, los diafragmas rígidos deben de cumplir la siguiente condición:

Diafragma Rígido si $MDD < 2$ (DMPEV)



Espectro de diseño reducido (Anexo 18)

Cuando se apliquen el análisis estático que se define en el artículo 32 o el dinámico modal que especifica en el artículo 33, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases}$$

Tratándose de estructuras del Grupo B, a_0 se seleccionara del mapa de isoaceleraciones del anexo C del presente reglamento, mientras que $d = 2.7 a_0$, $T_a = 0.1$ seg, $T_b = 0.6$ seg, $T_c = 2$ seg y S es el factor de amplificación por tipo de suelo definido en el artículo 23. Para estructuras del Grupo A, las aceleraciones de diseño se multiplicarán por 1.5 y para el grupo C se tomaran igual al grupo B. Para el análisis estático equivalente y modal la aceleración a_0 se seleccionará del mapa de isoaceleraciones del anexo C del presente reglamento.

ESPECTRO RNC-07

$T_s =$	0.00 s	$T (s)$	Q'	Elast.	Red.
$T_p =$	0.10 s	0.000	0.8	0.46500	0.290625
$T_h =$	0.60 s	0.001	0.816	0.472905	0.2897702
$T_c =$	2.00 s	0.002	0.832	0.48081	0.2889483
$Q_s =$	3.00	0.003	0.848	0.488715	0.2881574
$Q_s' =$	1.00	0.004	0.864	0.49662	0.2873958
F. C. Irreg. =	0.80				
$\alpha =$	2.00				
$S =$	1.50				
$a_p =$	0.31 /g				
$Sa_p =$	0.465				
$= 2.7 a_p =$	0.84				
$Sd =$	1.26				



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

SECRETARÍA DE FACULTAD

F-8: CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION hace constar que:

LOPEZ MORALES BRYAN DALI

Carne: 2013-61379 Turno Diurno Plan de Estudios 97-15 de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, es EGRESADO de la Carrera de INGENIERIA CIVIL.

Se extiende la presente CARTA DE EGRESADO, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los catorce días del mes de febrero del año dos mil dieciocho.

Atentamente,



Dr. Francisco Efraín Chamorro Blandón
Secretario de Facultad



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARIA

CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la Facultad de Tecnología de la Construcción, hace constar que el (a) **BR. MILTON AARON ALVAREZ MEZA**, Carné No. 2010-32579, Turno diurno de conformidad con el Reglamento de Régimen Académico Vigente en la Universidad, es **EGRESADO** de la Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO** a solicitud de la parte interesada en la Ciudad de Managua, A los 16 días del mes de Febrero del año dos mil dieciocho.

DR. ING. EFRAIN CHAMORRO BLANDON
Secretario de Facultad



Cc: Archivo.
DIFECB/Claus*



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
SECRETARIA DE FACULTAD

HOJA DE MATRICULA
AÑO ACADEMICO 2018

No. Recibo **88937** No. Inscripción **717**

NOMBRES Y APELLIDOS: Bryan Dali Lopez Morales

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

CARNET: 2013-61379

TURNO: Diurno

PLAN DE ESTUDIO: 97-15

SEMESTRE: PRIMER SEMESTRE
2018

FECHA: 16/02/2018

No.	ASIGNATURA	GRUPO	AULA	CRED.	F	R
1	ULTIMA LINEA					



F: Frecuencia de Inscripciones de Asignatura R: Retiro de Asignatura.

USER_ONLINE

GRABADOR

FIRMA Y SELLO DEL
FUNCIONARIO

FIRMA DEL
ESTUDIANTE

cc: ORIGINAL: ESTUDIANTE - COPIA: EXPEDIENTE.

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 23-oct-2018



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
SECRETARIA DE FACULTAD

HOJA DE MATRICULA
AÑO ACADEMICO 2018

No. Recibo **88789**

No. Inscripción **700**

NOMBRES Y APELLIDOS: Milton Aarón Alvarez Meza

CARRERA: INGENIERIA CIVIL

CARNET: 2010-32579

TURNO: Diurno

PLAN DE ESTUDIO: 2015

SEMESTRE: PRIMER SEMESTRE
2018

FECHA: 16/02/2018

No.	ASIGNATURA	GRUPO	AULA	CRED.	F	R
1	ULTIMA LINEA					

F:Frecuencia de Inscripciones de Asignatura R: Retiro de Asignatura.

AJIMENEZ

GRABADOR

FIRMA Y SELLO DEL
FUNCIONARIO

FIRMA DEL
ESTUDIANTE

cc:ORIGINAL:ESTUDIANTE - COPIA:EXPEDIENTE.

IMPRESO POR SISTEMA DE REGISTRO ACADEMICO EL 23-oct-2018

